

EFEITO DO TEMPO DE CARREGAMENTO E A QUESTÃO
DOS RECALQUES DE ESTACAS EM PROVAS DE CARGA

Antonio Colatino Ferreira

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JA-
NEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M. Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:



Prof. Francisco de Rezende Lopes
(Presidente)



Prof. Dirceu de Alencar Velloso



Prof. Márcio Miranda Soares



Eng. Nelson Aoki

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1985

FERREIRA, ANTONIO COLATINO

Efeito do Tempo de Carregamento e a Questão dos Recalques de Estacas em Provas de Carga (Rio de Janeiro) 1985.

IX, 148 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ), M. Sc., Engenharia Civil, 1985)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Provas de carga em estacas

I. COPPE/UFRJ II. Título (Série)

A memória de meus pais.

A Vânia, minha esposa.

Aos meus irmãos.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Francisco de Rezende Lopes, orientador desta dissertação, pela constante disponibilidade e pelas sugestões apresentadas.

À Universidade Federal de Alagoas e à CAPES, que possibilitaram a realização do curso.

À TECNOSOLO, na pessoa do Eng. Paulo Henrique Vieira Dias, à Estacas FRANKI, na pessoa da Eng.^a Bernadete Ragoni Danziger e ao DERSA - Desenvolvimento Rodoviário de São Paulo S.A., na pessoa do Eng. Leonardo Aires Tiltscher, pelas colaborações no fornecimento de dados utilizados neste trabalho.

A todos os docentes e colegas do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, em especial da Área de Mecânica dos Solos.

Aos colegas professores e funcionários da Universidade Federal de Alagoas, em especial Genolina Silva Gomes, pelo constante incentivo.

À Daisy Pierucci pelo exímio trabalho datilográfico.

RESUMO DA TESE APRESENTADA À COPPE/UFRJ COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

EFEITO DO TEMPO DE CARREGAMENTO E A QUESTÃO
DOS RECALQUES DE ESTACAS EM PROVAS DE CARGA

Antonio Colatino Ferreira

Março, 1985

ORIENTADOR: Francisco de Rezende Lopes

PROGRAMA: Engenharia Civil

Os assuntos tratados neste trabalho são relacionados com fundações em estacas, abordando o seu comportamento quando submetidas a provas de carga verticais. São examinados os tipos de estacas mais usuais. Analisam-se provas de carga com o objetivo de se verificar a influência da velocidade de carregamento sobre os recalques apresentados nas provas, assim como sobre as cargas de ruptura. Observa-se que carregamentos mais rápidos - ou critérios de estabilização menos rigorosos - conduzem a recalques menores e capacidades de carga maiores. Provas de carga são, ainda, retro-analisadas a fim de se obter módulos de deformabilidade do solo, a serem empregados em estimativas de recalques. Procura-se ajustar um método expedito para cálculo de recalques, utilizando-se resultados de ensaios de penetração dinâmica - SPT. Finalmente, analisam-se alguns casos de recalques de grupos, comparando-se previsões de método empírico com os recalques observados.

ABSTRACT OF THESIS PRESENTED TO COPPE/UFRJ AS PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF MASTER OF SCIENCE (M. Sc.)

LOADING RATE EFFECTS AND THE QUESTION OF
PILE SETTLEMENTS IN LOAD TESTS

Antonio Colatino Ferreira

March, 1985

CHAIRMAN: Francisco de Rezende Lopes

DEPARTMENT: Civil Engineering

This thesis deals with foundation pile performance when subjected to vertical load tests. The most usual types of piles are investigated. Load tests are analysed with the purpose of verifying the influence of the loading rate on settlements and on failure loads. It is observed that a more rapid loading - or less rigorous stabilization criterion - leads to smaller settlements and greater load capacity.

Load tests are backanalysed to obtain soil deformability moduli, to be employed in the calculation of settlements. A simple method for computation of settlements is proposed, making use of dynamic penetration test (SPT) results. Finally, some cases of group settlements are analysed, by comparing settlements calculated by an empirical method and actually observed.

ÍNDICE

	<u>Pág.</u>
<u>CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....</u>	1
<u>CAPÍTULO II - TIPOS DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS E A</u> <u>QUESTÃO DO EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGA-</u> <u>MENTO.....</u>	4
2.1 - Carga Incremental Mantida Lenta.....	5
2.2 - Carga Incremental Mantida Rápida.....	7
2.3 - Prova de Penetração Controlada.....	8
2.4 - Método do Equilíbrio.....	9
2.5 - Comentários Preliminares Sobre o Efeito da Velocida de de Carregamento.....	10
<u>CAPÍTULO III - EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO -</u> <u>ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA.....</u>	14
3.1 - Provas do DERSA.....	14
3.1.1 - Introdução.	14
3.1.2 - Descrição das Provas.....	15
3.1.3 - Características das Estacas.....	17
3.1.4 - Características do Solo.....	17
3.1.5 - Análise das Provas.....	17
3.1.5.1 - Recalques para a Carga de Trabalho.....	17
3.1.5.2 - Verificação da Fluência.....	18
3.1.5.3 - Extrapolação das Cargas de Ruptura.....	19

	<u>Pág.</u>
3.1.5.4 - Discussão dos Resultados.....	21
3.2 - Provas da TECNOSOLO.....	22
 <u>CAPÍTULO IV - MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES SOB CARGA</u> <u>DE TRABALHO.....</u>	 27
4.1 - Estacas Isoladas.....	28
4.1.1 - Método de Poulos e Colaboradores.....	28
4.1.2 - Método de Aoki-Lopes (1975).....	34
4.1.3 - Proposta de um Novo Método Expedito para Cálculo de Recalques em Estacas Isoladas.....	37
4.2 - Grupos de Estacas.....	46
 <u>CAPÍTULO V - ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA - RECALQUE SOB</u> <u>CARGA DE TRABALHO.....</u>	 53
5.1 - Sobre a Determinação do Módulo de Young do Solo....	54
5.1.1 - Retro-Análise de Prova de Carga.....	54
5.1.2 - Correlações com Ensaios de Penetração Dinâmica - SPT.....	55
5.1.3 - Correlações com Ensaios de Penetração Estática - (Cone).....	59
5.1.4 - Correlações com Ensaios Pressiométricos.....	62
5.1.5 - Correlação com Coesão não Drenada.....	63
5.2 - Correlações entre Módulos de Young do Solo e Ensaios de Penetração com Base na Retro-Análise de Provas de carga.....	65

	<u>Pág.</u>
5.2.1 - Metodologia.....	65
5.2.2 - Fatores de Correlação Obtidos.....	69
5.2.3 - Correlações Obtidos.....	71
5.3 - Recalques de Grupos.....	71
5.3.1 - Dias (1977).....	72
5.3.2 - Koizumi-Ito (1967).....	74
5.3.3 - Koerner-Partos (1974).....	75
5.4 - Avaliação.....	77
5.4.1 - Valores de η	77
5.4.2 - Recalques de Estacas Isoladas.....	78
5.4.3 - Recalques de Grupos.....	78
<u>CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</u>	92
6.1 - Efeito da Velocidade de Carregamento.....	92
6.2 - Métodos de Previsão de Recalques com Módulos Obti- dos por Correlações com Ensaios de Penetração.....	93
6.3 - Sugestões para Pesquisas.....	94
<u>APÊNDICE I - PROVAS DE CARGA DO DERSA.....</u>	95
<u>APÊNDICE II - EXEMPLO DE RETRO-ANÁLISE DE PROVA DE CARGA.....</u>	132
<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</u>	139

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Frequentemente, necessita-se realizar provas de carga, para confirmar previsões ou mesmo determinar capacidades de carga e recalques de fundações. A interpretação dessas provas de carga, por sua vez, ainda é questionável, pois a velocidade de carregamento com que se realizam, pode ter uma grande influência nos resultados.

Por outro lado, a previsão de recalques sempre apresenta dificuldades, especialmente na hora de se escolher parâmetros representativos do comportamento do solo, e também na manipulação dos métodos de cálculo.

Assim sendo, o presente estudo tem dois objetivos. Primeiramente, examinar o efeito da velocidade de carregamento em provas de carga vertical, tendo em vista a constatação de que, com carregamentos mais rápidos, os recalques são menores e a carga de ruptura mais elevada; também tentar estabelecer critérios para que se considere estabilizados os recalques. Em segundo lugar, uma série de provas de carga são analisadas, a fim de se chegar a correlações entre o módulo de deformabilidade do solo e a resistência em ensaios de penetração. É proposto um método expedito para previsão de recalques em estacas, utilizando-se resultados de ensaios de penetração estática (cone) e dinâmica (SPT). Para completar, discutem-se alguns casos de re-

calques de grupos, enfatizando-se também um método baseado em ensaios de penetração.

No desenvolvimento do trabalho, se deu mais importância ao aspecto prático e, por isto, aos métodos semi-empíricos.

No Capítulo II, descrevem-se alguns métodos de execução de provas de carga, e se apresenta um breve relato de critérios e opiniões a cerca do efeito da velocidade de carregamento.

A análise de provas de carga com vistas ao efeito da velocidade é feita no Capítulo III. Com base em uma série de provas de carga repetidas sobre as mesmas estacas, cedida pelo DERSA - Desenvolvimento Rodoviário de São Paulo S. A., discute-se a fixação da carga de ruptura. Uma outra série de provas de carga foi cedida pela TECNOSOLO S. A., com as quais se analisa a questão da estabilização dos recalques.

No Capítulo IV apresentam-se alguns métodos de previsão de recalques para estacas isoladas e grupos. Aí se apresenta um método expedito para previsão de recalques. A principal característica deste método é a sua facilidade de aplicação, onde se aproveita o método de Aoki Velloso (1975) para determinação das parcelas de carga de ponta e fuste, sendo o módulo de deformabilidade do solo obtido por correlações com ensaios de penetração.

As retro-análises para se chegar às correlações entre o Módulo de Young do solo e a resistência de ponta do cone, en

contram-se no Capítulo V, além da comparação entre recalques previstos e medidos. Para estas retro-análises, foram examinados, ainda, vários relatórios de provas de carga, cedidos pela firma Estacas Franki Ltda.

As conclusões estão no Capítulo VI, com uma tabela resumindo as correlações recomendadas para utilização prática.

Em anexo estão os relatórios das provas de carga utilizadas na pesquisa.

CAPÍTULO II

TIPOS DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS E A QUESTÃO DO EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO

Os principais objetivos de uma prova de carga em estacas são:

- (i) verificar se o recalque para a carga de trabalho e a capacidade de carga última, são os esperados;
- (ii) fixação de uma carga de trabalho, atendendo a determinadas condições de recalque admissível e de fator de segurança contra a ruptura.

Uma variedade de procedimentos de ensaio foi desenvolvida para realizar provas de carga em estacas. Estes procedimentos podem ser agrupados em três categorias:

- (a) provas de carga controlada;
- (b) provas de penetração controlada;
- (c) provas mistas.

Nas provas de carga controlada, os carregamentos são feitos de várias maneiras:

- carga incremental mantida, lenta ou estabilizada;

- carga incremental mantida, rápida;
- carga cíclica.

As provas de penetração controlada eliminam a escolha de incrementos de carga e de um critério de estabilização de recalques. O método do Equilíbrio, pode ser visto como um melhoramento da prova de carga incremental mantida (se enquadra na classificação c - mistas).

A seguir, serão apresentados com detalhes apenas os seguintes métodos: incremental mantida lenta (de acordo com a NBR-6121/80) e rápida, penetração controlada e do Equilíbrio.

2.1 - CARGA INCREMENTAL MANTIDA LENTA

Este é o método usual no Brasil de conduzir uma prova de carga. Até o momento é o único recomendado pela NBR-6121/80. Entretanto, já existe uma proposta de se aceitar provas com carga incremental mantida rápida.

O procedimento consiste em aplicar a carga em estágios, sendo a carga em cada estágio mantida constante até que o recalque da estaca resultante, cesse virtualmente. A norma NBR-6121/80 recomenda que a estabilização pode ser admitida quando a diferença entre duas leituras sucessivas, espaçadas de 1, 2, 4, 8, 15 e 30 min., 1, 2, 4, 8 horas, etc., corresponder a um máximo de 5% do deslocamento havido no estágio, e que o intervalo de tempo entre cada estágio de carga deve ser de no

mínimo 30 minutos. Entre outros critérios de estabilização, tem-se o da ASTM D1143-74, que estipula uma taxa de recalque menor que 0,25 mm/h, ou que 2 horas tenham decorrido, prevalecendo o que primeiro ocorrer. Também as recomendações européias do ISSMFE (item 20.1.4) recomendam 0,25 mm/h e até 2 horas de duração de cada estágio.

A carga é incrementada em estágios até que, caso não se atinja a ruptura, se alcance 1,5 vezes a carga de trabalho prevista para a estaca. Ainda, de acordo com a NBR-6121/80, os estágios de carga não devem ser superiores a 20% da carga fixada para a estaca.

Da mesma forma como foi carregada, a estaca deve ser descarregada em estágios sucessivos não superiores a 25% da carga máxima atingida no ensaio, com uma pausa entre cada estágio não inferior a 15 minutos, para permitir a estabilização da recuperação.

As cargas são aplicadas através de macacos hidráulicos, reagindo sobre um sistema de reação estável, que pode ser:

- (i) cargueira (plataforma com material totalizando peso superior ao previsto na prova);
- (ii) a própria estrutura;
- (iii) vigas ou blocos fixados em estacas próximas;

(iv) tirantes ancorados no terreno.

O recalque da cabeça da estaca pode ser medido diretamente, nivelando-a com referência a um ponto fixo, ou por um fio tracionado passando por uma escala fixada na própria estaca ou através de extensômetros fixados a vigas apoiadas em fundações suficientemente afastadas da estaca, a fim de que o sistema de medida não seja afetado pelo movimento do solo.

2.2 - CARGA INCREMENTAL MANTIDA RÁPIDA

Este procedimento de prova de carga está sendo proposto pela NBR-6121/84, sem no entanto descrevê-lo detalhadamente.

A prova de carga mantida rápida é comparável à de penetração constante, no sentido de que também elimina a influência dos movimentos dependentes do tempo da estaca, os quais são medidos numa prova lenta. O método é descrito por Fellenius (1975). A estaca é usualmente carregada até 300% da carga prevista, em 20 pequenos incrementos, cada um igual a 15% da carga de trabalho. Cada incremento é mantido por um período de 15 minutos, com as leituras sendo tomadas a cada 3 minutos e a duração total da prova é de 3 a 5 horas.

Segundo Fellenius (1975), a experiência tem demonstrado que as partes iniciais das curvas carga-recalque da prova com penetração constante e da prova incremental rápida aproximam-se muito uma da outra. Frequentemente, os dois métodos são

combinados, iniciando-se com a prova de carga incremental rápida e passando-se para a de penetração constante quando a taxa de recalque da estaca está se aproximando de 0,5 mm/min., isto é, quando a ruptura está iminente. Entretanto, uma bomba especial é necessária para esta combinação, para que possa passar de uma pressão constante para um fluxo constante, sem variação na pressão do óleo.

2.3 - PROVA DE PENETRAÇÃO CONTROLADA

O método de prova de carga com penetração controlada foi desenvolvido por Whitaker (1957) e denominado "prova de taxa de penetração constante" ("constant rate of penetration test").

Para realizar o ensaio, a estaca é forçada a penetrar o solo a uma velocidade constante, normalmente 0,5 mm/min., a partir da sua posição quando instalada, e a força de penetração é medida continuamente. O teste usualmente é conduzido de forma a levar o mesmo tempo que um ensaio de laboratório não drenado de uma amostra de solo, a fim de permitir que a capacidade de carga não-drenada e a relação carga-recalque não drenada sejam obtidos.

O principal objetivo da prova é determinar a capacidade de carga última. Os dados resultantes do teste são plotados num gráfico de força versus penetração.

A identificação da ruptura é geralmente difícil na prática, e Whitaker (1970) diz que é satisfatório tomar a carga última como a força necessária para causar uma penetração de 10% do diâmetro da estaca.

2.4 - MÉTODO DO EQUILÍBRIO

Este método foi descrito por Mohan, Jain e Jain (1967) e presta-se principalmente à determinação da capacidade de carga última, apesar de que também fornece dados razoáveis de recalques. O princípio do método é aplicar à estaca, em cada estágio da prova, uma carga ligeiramente maior que a exigida e então diminuir a carga para o valor desejado. Por este meio, a taxa de recalque diminui muito mais rapidamente que pelo processo da carga mantida e o equilíbrio é alcançado em alguns minutos ao invés de algumas horas. O procedimento sugerido pelos autores consiste em primeiro aplicar cerca de um décimo da carga última estimada, por meio de macaco hidráulico, num período de 3 a 5 minutos e então permitir a auto-redução através do movimento de descida da estaca. Dentro de poucos minutos, um estado de equilíbrio geralmente é alcançado. O próximo incremento de carga é então aplicado e o processo é repetido. Para cargas muito altas, é desejável manter a carga inicial por um período de 10 a 15 minutos antes de permitir a relaxação. O tempo total requerido por este método é geralmente um terço do requerido para uma prova por carga mantida convencional.

Em cada estágio, um ciclo de carga e descarga pode também ser adotado e a recuperação elástica do topo da estaca

ser medida, a fim de separar as parcelas de capacidades lateral e de ponta.

Os autores fizeram comparações com o método de carga mantida, revelando excelente concordância tanto para a capacidade de carga última como para o comportamento carga-recalque.

2.5 - COMENTÁRIOS PRELIMINARES SOBRE O EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO

A velocidade de carregamento de uma estaca, ou o tempo decorrido entre cada estágio numa prova de carga, tem uma influência às vezes importante na capacidade de carga assim de terminada.

O ideal seria se antes de se passar a um novo estágio de carga, os recalques do estágio atual estivessem totalmente estabilizados. Em solos de permeabilidade baixa, essa estabilização poderá ser muito demorada, uma vez que a dissipação de poro-pressões por ventura surgidas quando do carregamento é lenta. Se em todos os estágios for permitida a completa estabilização dos recalques, ao final da prova ter-se-ão os recalques totais.

A norma NBR-6121/80 admite estabilização quando a diferença de recalques entre leituras é da ordem de 5% do recalque total do estágio e decorridos pelo menos 30 minutos. A ASTM-D1143-74 admite estabilização para uma taxa de recalque

menor que 0,25 mm/h ou até 2 horas decorridas. No entanto, mesmo o intervalo de 2 horas pode não ser o suficiente para garantir a completa estabilização. Segundo Poulos & Davis (1980), esse intervalo é aceitável, desde que se considere que a maior parte do recalque da estaca é imediato e que o nível de carga esteja distante da ruptura.

Lopes (1979) salienta que são conflitantes os pontos de vista quanto ao modo de se chegar à carga de ruptura, se seria pela indução de condições similares porém mais severas que as de trabalho ou por um carregamento de forma a se obter uma capacidade de carga mínima da estaca. O último procedimento pode ser enganoso, pois o carregamento rápido da estaca pode, devido aos efeitos viscosos e/ou de poro-pressões, conduzir a uma capacidade de carga maior que para um carregamento mais lento. Isto ficou evidente em uma série de provas de arrancamento realizadas por Bjerrum (1973) a velocidades diferentes, em que nas velocidades maiores se obteve resistências maiores.

Teng (1981) salienta que provas de carga em solos granulares dão resultados mais confiáveis, ao contrário dos solos coesivos, uma vez que nestes solos os resultados não apresentam a verdadeira relação carga-recalque, devido ao efeito do adensamento a longo-termo.

Segundo Kézdi (1975), em cada estágio deve-se esperar até se completar o adensamento, embora em solos coesivos isto dificilmente seja possível. Daí a necessidade de se plo-

tar a curva recalque contra tempo e após alguma experiência, esse diagrama permitirá julgar se a maior parte do recalque já ocorreu. O mesmo autor recomenda que em solos coesivos o recalque pode ser considerado completo se o incremento não for maior que 0,127 mm em duas horas.

Godoy (1983), comentando o procedimento de ensaio da Norma Brasileira concluiu que a estimativa da carga última a partir de prova de carga exige que a prova seja levada até recalques mais elevados, a fim de definir bem a curvatura da curva carga-recalque. Segundo o autor, a primeira condição para isto seria aumentar o número de estágios de carga (algo em torno de 15) e a segunda seria elevar a carga de ensaio.

Weltman (1980) sugere um critério alternativo para prova de carga incremental mantida, em que são especificados os incrementos de carga e o período mínimo de manutenção de cada incremento, para permitir a "cessação do movimento sensível", para carregamentos até uma vez e meia a carga de projeto, conforme Tabela (II.1). Além destes tempos mínimos, precisa ser obedecida uma taxa de recalque na faixa de 0,1 a 0,5 mm/h.

O autor chama a atenção para o fato de que em solos granulares a cessação do movimento é facilmente estabelecida, pois não há a fase de adensamento, enquanto que nos solos argilosos, o movimento é inicialmente elasto/plástico, ao qual se soma uma fase de adensamento. Daí a necessidade de se plotar os incrementos de recalque em função do tempo, para cada estágio de carga

CARGA - PORCENTAGEM DA CARGA DE PROJETO	TEMPO MÍNIMO DE MANUTENÇÃO DA CARGA
25	1 h
50	1 h
75	1 h
100	1 h
75	10 min
50	10 min
25	10 min
0	1 h
100	6 h
125	1 h
150	6 h
125	10 min
100	10 min
75	10 min
50	10 min
25	10 min
0	1 h

TABELA II.1 - Incrementos de carga e tempo mínimo de manutenção para cargas até $1,5 \times$ carga de projeto (Weltman, 1980).

CAPÍTULO III

EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO

ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA

Neste capítulo serão examinados dois grupos de provas de carga, com o objetivo de se verificar o efeito da velocidade de carregamento na capacidade de carga de estacas. Estes dois grupos são:

- a) seis provas de carga realizadas pelo DERSA - Desenvolvimento Rodoviário de São Paulo S. A.
- b) vinte e nove provas de carga realizadas pela firma TECNOSOLoS. A.

Apenas nas provas realizadas pelo DERSA procurou-se observar o efeito do tipo de carregamento no recalque sob a carga de trabalho, uma vez que nestas provas foram utilizados diferentes tipos de carregamento.

3.1 - PROVAS DO DERSA

3.1.1 - Introdução

As provas de carga apresentadas aqui foram realizadas pelo DERSA - Desenvolvimento Rodoviário de São Paulo S. A. em duas estacas da ponte sobre o "Mar Pequeno", entre Santos e São Vicente (SP), tendo-se efetuado três provas em cada estaca,

sendo uma de acordo com a NBR-6121/80, outra também tipo incremental-mantida mas com critério de estabilização mais rigoroso que o da NBR-6121/80 e a última pelo Método do Equilíbrio. As estacas testadas tinham a denominação PV-2 e PV-3.

Como um dos objetivos desta tese é analisar a influência da velocidade de carregamento nas provas de carga, tal análise deveria ser efetuada para testes em estacas e perfis de terreno semelhantes. Quanto às características da estaca, isto seria fácil, visto que poder-se-ia ensaiar estacas perfeitamente iguais. Por outro lado, a única maneira de se ter um perfil semelhante seria repetir a prova no mesmo lugar. Assim sendo, as provas de carga foram repetidas nas mesmas estacas, por diferentes métodos. Desta forma, presume-se que se está tratando com estaca e solo perfeitamente iguais e que as alterações ocorridas se referem unicamente à velocidade de carregamento. Por outro lado, a execução de provas sucessivas na mesma estaca pode causar tensões residuais. Este fator foi considerado de menor importância na presente pesquisa.

3.1.2 - Descrição das Provas

(a) Critério da NBR-6121/80

O método da NBR-6121/90 estabelece que o incremento de carga deve ser mantido e a estabilização pode ser admitida quando a diferença entre duas leituras sucessivas correspon-

der a um máximo de 5% do deslocamento havido no estágio e, ainda, que o intervalo de tempo em cada estágio deve ser de no mínimo 30 minutos. O tempo decorrido na fase de carregamento foi de 50 e 54 horas para cada uma das estacas (Figuras A1.5 e A1.20) e a carga atingida no ensaio foi de 375 tf para ambas as estacas (Figuras A1.2 e A1.17).

(b) Estabilização Rigorosa

Esta prova foi executada com carga incremental mantida e se exigiu que os recalques em cada estágio estivessem estabilizados pelo que prescreve a NBR-6121 e que cada estágio durasse pelo menos 16 horas. A carga aplicada atingiu 500 tf (Figuras A1.1 e A1.16) e o tempo decorrido só na fase de carregamento foi de 176 horas para uma e 224 horas para outra estaca (Figuras A1.4 e A1.19).

(c) Método do Equilíbrio

Esta prova foi realizada com o incremento de carga mantido constante durante 10 minutos, permitindo-se em seguida que a carga fosse aliviada à medida que o solo fosse cedendo, até que a estabilização de recalque fosse atingida. O critério de estabilização adotado foi o mesmo empregado nas demais, ou seja, que a diferença entre duas leituras deveria ser no máximo 5% do recalque no estágio. O tempo para cada prova foi de 42 e 51 horas em cada uma das estacas (Figuras A1.6 e A1.21) e a carga atingida no ensaio foi de 600 tf (Figuras A1.3 e A1.18).

3.1.3 - Características das Estacas

As estacas testadas são tubos de aço com 65 cm de diâmetro e chapa com 3/4" de espessura. O comprimento médio atingido foi de 44 m, tendo sido cravado o tubo com ponta aberta e o solo penetrado no tubo até formar uma bucha; acrescentou-se então areia, e os últimos 6 m, junto ao topo, foram preenchidos com concreto armado, prevendo-se a corrosão do aço.

3.1.4 - Características do Solo

O perfil do terreno é formado por camadas intercaladas de argila marinha mole e areia fina argilosa pouco compacta, sendo que no local da estaca PV-3 as camadas de argila são mais preponderantes, com espessuras de até 15 m. Em ambas as estacas, a ponta penetra um silte arenoso compacto.

3.1.5 - Análise das Provas

3.1.5.1 - Recalques para a Carga de Trabalho

Para uma carga de trabalho estimada em 250 tf, as curvas carga-recalque fornecem os resultados da Tabela (III.1).

MÉTODO	PV-2		PV-3	
	t (HORAS)	w (mm)	t (HORAS)	w (mm)
Estabilização rigorosa	88	6,6	130	5,6
NBR-6121	24	6,5	30	4,2
Equilíbrio	24	6,0	20	3,8

TABELA III.1 - Recalques para carga de trabalho

3.1.5.2 - Verificação da Fluência

A norma NB-565 para ancoragens estabelece que não há estabilização, ou seja, se for mantida aquela carga, os recalques não cessarão, quando o coeficiente de fluência (k) medido no intervalo de 40 a 80 minutos for maior que 2,0 mm para terrenos argilosos e 1,0 mm para terrenos arenosos. Este coeficiente representa a inclinação da curva logarítmo do tempo versus deslocamento ($\log t-w$), num estágio de carga (constante), sendo calculado pela fórmula

$$k = \frac{w_2 - w_1}{\log t_2/t_1} \quad (\text{III.1})$$

Os coeficientes de fluência foram calculados para a carga de trabalho e para a carga máxima de ensaio, com base nos grãficos das Figuras (A1.7 a 15 e A1.22 a 28), e os resultados estão sumarizados na Tabela (III.2). Estes coeficientes foram me-

dados no intervalo 10 - 100 min.

ESTÁGIO DE CARGA	PV-2			PV-3		
	E.RIG.	NBR	EQUIL.	E.RIG.	NBR	EQUIL.
$Q_{trab} = 250 \text{ tf}$	0,05	0,15	-	0,45	0,15	-
$Q = 350 \text{ tf}$	0,2	0,10	-	0,0	0,22	-
$Q = 360 \text{ tf}$	-	-	0,11	-	-	-0,05
$Q_{m\bar{a}x} = 375 \text{ tf}$	-	0,05	-	-	0,06	-
$Q_{m\bar{a}x} = 500 \text{ tf}$	0,35	-	-	0,50	-	-
$Q_{m\bar{a}x} = 600 \text{ tf}$	-	-	2,0*	-	-	0,3

(*) entre 1 e 10 minutos

TABELA III.2 - Coeficientes de fluência em mm

NOTA: Como os estágios de carga não foram iguais, calculou-se o coeficiente de fluência para a carga de trabalho, carga mais próxima à máxima do método da NBR-6121 e demais cargas máximas de ensaio.

3.1.5.3 - Extrapolações das Cargas de Ruptura

Como para a carga máxima aplicada os recalques e os coeficientes de fluência não indicaram uma ruptura próxima, decidiu-se extrapolar a curva carga-recalque para se determinar a carga de ruptura. Escolheu-se o método proposto por Van der Veen (1953), utilizando-se, para sua aplicação, um micro-compu-

tador de Estacas Franki Ltda.

Van der Veen propõe que a relação carga-recalque seja representada pela fórmula:

$$P = P_r(1 - e^{-\alpha w}) \quad (\text{III.2})$$

onde:

P = carga correspondente ao recalque w

P_r = carga de ruptura

α = coeficiente que depende das características da estaca e do solo.

A curva carga-recalque, segundo esta expressão, é assintótica, com a assíntota definindo a carga de ruptura, P_r . As extrapolações das curvas carga-recalque podem ser vistas nas Figuras (A1.31 a A1.36) e os resultados constam da Tabela (III.3).

MÉTODO	CARGAS (tf)	
	PV-2	PV-3
Estabilização rigorosa	816	923
NBR-6121	1096	608
Equilíbrio	600	926

TABELA III.3 - Cargas de ruptura extrapoladas segundo Van der Veen

3.1.5.4 - Discussão dos Resultados

Ao se comparar provas de carga com diferentes velocidades de carregamento desejava-se confirmar as hipóteses de que em um carregamento mais rápido os recalques são menores e a carga de ruptura mais elevada. Quanto aos recalques para a carga de trabalho, se confirmou aquilo que se esperava, de que uma maior velocidade forneceria recalques menores. Quanto às cargas de ruptura extrapoladas, não se conseguiu resultados conclusivos. O método de Van der Veen forneceu resultados discrepantes. Isto, acredita-se, se deve ao fato de que as cargas máximas de ensaio eram diferentes para cada prova, e que no caso das provas segundo a NBR-6121 a extrapolação teve que ser feita de uma carga muito baixa.

Tendo em vista que a prova pelo Método do Equilíbrio na estaca PV-2 mostrou sinais de ruptura e que a extrapolação confirmou essa tendência, conclui-se que a carga última deve se situar em torno de 600 tf para esta estaca.

Quanto à estaca PV-3, é interessante se analisar a curva $w - \log t$ (Figura A1.28). Para a carga de 600 tf, no Método do Equilíbrio, tem-se um coeficiente de fluência 0,3 mm no intervalo 10 - 100 min. Para esta carga a curva carga-recalque não indicava uma ruptura próxima. Porém, das extrapolações feitas, a menor carga obtida foi de 608 tf. Portanto, pode-se concluir que este coeficiente de fluência (0,3 mm no intervalo 10 - 100 min) é um indicativo de ruptura próxima.

Pode-se admitir que a carga de ruptura para ambas as es tacas seja de 600 tf.

3.2 - PROVAS DE CARGA DA TECNOSOLO

Neste item serão analisadas provas de carga, para se verificar unicamente o efeito da velocidade de carregamento. Estas provas foram cedidas pela firma TECNOSOLO S. A. do Rio de Ja neiro. As provas aqui analisadas foram todas executadas de acordo com a NBR-6121/80, em diversos tipos de estacas e em vários estados da Federação.

De princípio, dever-se-ia analisar a estaca submetida à carga de trabalho. Entretanto, isto não foi possível porque sô se dispunha das curvas w-t no último estágio de carga. Assim, todas as provas foram analisadas com as cargas máximas de ensaio (no último estágio).

A Tabela (III.4) apresenta, de maneira sucinta, uma com paração das análises feitas a partir unicamente da curva carga-recalque (Q-w) e outra da curva recalque-logarítimo de tempo (w-log t). Nesta tabela, apresenta-se, de forma sucinta, dados do terreno, da estaca e da prova de carga. O perfil do terreno é descrito como Homogêneo (H) ou Estratificado (E), seguindo-se a característica do solo predominante ao longo do fuste da estaca. Interpretou-se como "rompidos" aquelas provas cujas curvas carga-recalque apresentavam sinais claros de ruptura, "recalques acentuados" para aquelas com recalques elevados mas com estabilizações mais rápidas e "não rompidos" para aquelas plenamente es-

tabilizadas. Pode-se observar nas curvas $w\text{-log } t$ que valores até 0,2 mm no intervalo 10-100 mm estavam associados a provas estabilizadas ("não rompidas").

Como pode ser observado, os critérios de estabilização utilizados nem sempre são satisfatórios. O decurso de tempo, simplesmente, sem o acompanhamento através da curva $w\text{-log } t$, pode levar à suposição de completa estabilização, quando na realidade isto pode não estar ocorrendo. Dos ensaios cujos recalques foram considerados estabilizados inicialmente, poucos se confirmaram quando se analisou a curva recalque-tempo, falhando-se na maioria das supostas estabilizações.

Os resultados apresentados são do último estágio de carga, com períodos de duração bastante longos, da ordem de 12 horas. Mesmo assim, falhou-se na maior parte das primeiras análises, não se confirmando a completa estabilização. De certa forma, é justificável que isto ocorra, uma vez que, em todos os casos, trata-se das cargas máximas de ensaio, que poderão estar mais ou menos próximas das cargas de ruptura. Avalia-se que, para níveis de carregamento abaixo da carga de trabalho prevista, o tempo para estabilização do recalque será bem menor que os aqui observados.

É bastante difícil fixar a duração para um estágio de carga, principalmente quando se trata de solos argilosos. No caso de solos granulares, pode-se perfeitamente considerar como aceitáveis os critérios da NBR-6121/80, uma vez que o recalque se processa rapidamente. No entanto, para solos argilosos, considera-se que o critério da norma NBR-6121/80 é questionável e que

cada estágio de carga não deve ter duração inferior a pelo menos uma hora (a norma americana recomenda duas horas). Ainda, uma prova deve ser acompanhada por uma curva recalque versus logaritmo do tempo para os estágios de carga a partir da carga de trabalho (inclusive).

Na realidade, as curvas w - $\log t$ apresentam um aumento do coeficiente de fluência com o tempo (ver Figura III.1.a), o que indica que, mesmo para níveis de carga baixos, a estaca romperia a longo prazo (ruptura por creep). Isto é análogo ao que acontece com ensaios triaxiais de longa duração ou "de creep" (ver, p.ex. Lacerda, 1976) e em tirantes (ver, p.ex. Ehrlich, 1978). Uma avaliação completa da questão de ruptura a longo prazo poderia ser feita em provas especiais em que se deixaria que a estaca rompesse com o tempo em pelo menos dois níveis de carga (p.ex., $1,5 Q_{trab}$ e $2,0 Q_{trab}$) definindo-se a linha de ruptura a longo prazo ou por creep (ver Fig. III.1.b). A partir desta linha se poderá verificar se a carga de trabalho poderia levar a estaca à ruptura (lenta) em um prazo inferior à vida da obra.

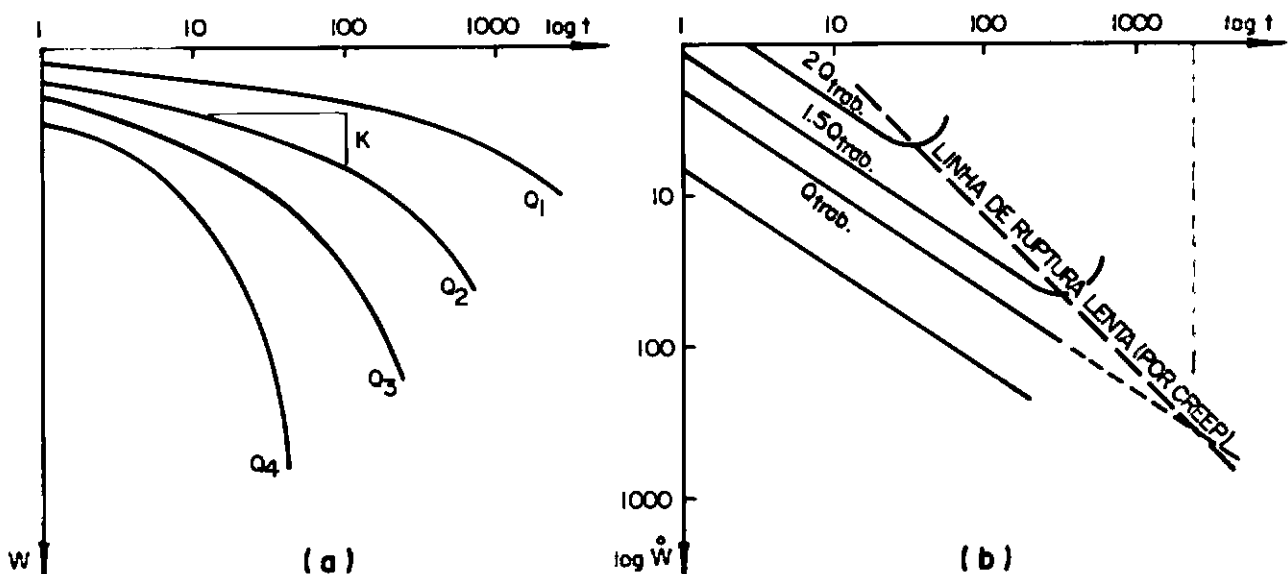


FIGURA III.1

Nº	REFERENCIA	CARGA (tf)	RECALQUE (mm)	DURAÇÃO DA PRO- VA (HORAS)	k (mm)	PERFIL DO TERRENO	ASPECTO DA CURVA Q x w NA CARGA MÁXIMA	TENDENCIA DO k (CURVA k x log t)
01	ER-1576	60	27,81	15,5	22	E/arenoso	Rompido	Cresc.acentuadam.
02	ER-1576	60	6,15	15,5	0,34	E/argiloso	Não rompido	Crescendo
03		165	72,29	15,5	3,2	E/arenoso	Rec. acentuado	Crescendo
04	ER-157/1	165	24,35	16	3,5	H/arenoso	Rec. acentuado	Cresc.acentuadam.
05	RJ-6189	165	6,57	15,5	0,62	E/arenoso	Não rompido	Crescendo
06	ER-1493	195	11,6	15,5	0,72	E/argiloso	Não rompido	Crescendo
07	ER-1493	195	19,81	15,5	0,6	E/argiloso	Não rompido	Crescendo
08	ES-212	215	7,6	15,5	0,24	E/argiloso	Não rompido	Estabilizado
09	ES-212	215	9,2	15,5	1,08	E/argiloso	Não rompido	Crescendo
10	ES-212	215	9,17	15,5	0,32	E/argiloso	Não rompido	Crescendo
11	ER-1401	255	4,93	16	0,13	E/arenoso	Não rompido	Estabilizado
12	ER-1401	255	6,36	15,5	0,12	E/arenoso	Não rompido	Estabilizado
13	ER-1401	255	9,09	15,5	0,48	E/arenoso	Não rompido	Crescendo
14	MG-308	60	14,17	19	0,16	E/arenoso	Não rompido	Estabilizado
15	MG-1157	120	66,14	92,5	4,9	H/arenoso	Rompido	Crescendo
16	RJ-5321-1	195	3,38	22	0,28	H/arenoso	Não rompido	Crescendo
17	RJ-5321-2	195	5,65	26	0,80	H/argiloso	Não rompido	Crescendo
18	RJ-6189-2	165	20,93	15,5	1,8	E/arenoso	Rec. acentuado	Crescendo
19	RJ-6189-2	165	6,57	15,5	0,6	E/arenoso	Não rompido	Crescendo
20	RJ-5321	105	2,45	22,5	0,44	E/arenoso	Não rompido	Crescendo
21	RJ-6189	165	72,29	15,5	3,2	E/arenoso	Rompido	Crescendo

TABELA III.4 - Continua...

Nº	REFERÊNCIA	CARGA (tf)	RECALQUE (mm)	DURAÇÃO DA PRO- VA (HORAS)	k (mm)	PERFIL DO TERRENO	ASPECTO DA CURVA Q x w NA CARGA MÁXIMA	TENDÊNCIA DO k (CURVA k x log t)
22	RJ-6189	75	5,81	15,5	0,32	-	Não rompido	Crescendo
23	MG-1182	45	6,19	16	0,32	E/arenoso	Não rompido	Crescendo
24	MG-1182	75	10,86	16,5	0,40	E/arenoso	Não rompido	Crescendo
25	MG-1182	75	116,26	35	20,8	E/arenoso	Rompido	Crescendo
26	MG-1170	60	4,15	15,5	0,16	E/argiloso	Não rompido	Estabilizado
27	MG-1170	45	4,48	17	1,12	E/argiloso	Não rompido	Crescendo
28	RJ-5557	120	1,8	15,5	0,08	E/arenoso	Não rompido	Estabilizado
29	MG-1154	270	1,17	15,5	0,88	H/argiloso	Não rompido	Crescendo
30	PV-2-ER	500	16,00	176	0,70	E/arenoso	Não rompido	Crescendo
31	PV-2-NBR	375	10,00	50	0,57	E/arenoso	Não rompido	Crescendo
32	PV-2-EQ	600	80,00	42	-	E/arenoso	Rompido	Crescendo
33	PV-3-ER	500	15,00	224	0,50	E/argiloso	Não rompido	Estabilizado
34	PV-3-NBR	375	7,40	54	0,85	E/argiloso	Não rompido	Crescendo
35	PV-3-EQ	600	13,7	51	1,02	E/argiloso	Não rompido	Crescendo

TABELA III.4 - Dados das provas de carga

E = estratificado

H - homogêneo

CAPÍTULO IV

MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUE SOB CARGA DE TRABALHO

Neste capítulo serão descritos alguns métodos teóricos e semi-empíricos para previsão de recalques de (a) estacas isoladas e, (b) grupos de estacas.

Para estacas isoladas, existem vários métodos, desde os mais simples até os sofisticados computacionais (Método dos Elementos Finitos). Entretanto, neste trabalho se restringirá a dois métodos teóricos e um empírico. Os dois primeiros (teóricos) são propostos por Aoki e Lopes (1975) e Poulos (1972). O terceiro (semi-empírico), é apresentado como uma nova proposta. A natureza semi-empírica deste método se deve a que as propriedades de deformação para seu uso foram obtidas por correlações, resultantes de retro-análise de provas de carga (Capítulo V). Com relação aos dois primeiros métodos, também serão avaliados fatores de correlação no Capítulo V.

Quanto aos métodos de previsão de recalque de grupos, serão apresentados alguns, com ênfase ao proposto por Meyerhof (1976).

4.1 - ESTACAS ISOLADAS

4.1.1 - Método de Poulos e Colaboradores

Poulos e colaboradores (1968;1969 ;1969a), trabalharam com uma técnica numérica que emprega as Equações de Mindlin para compatibilizar os deslocamentos ocorridos na estaca com os ocorridos no terreno junto à ela. Com esta técnica foram produzidos álbacos e tabelas resumidos no livro "Pile Foundation Analysis and Design" (1980).

Uma característica do método é que o modo de transferência de carga não pode ser escolhido pelo projetista, pois é intrínseco à solução.

A versão mais simples e difundida do método leva em conta que a estaca é incompressível e que está imersa numa massa semi-infinita de solo homogêneo (com Módulo de Young e Coeficiente de Poisson constantes). Outras situações (estaca compressível, base alargada, presença de fronteira rígida pouco abaixo da base, meio heterogêneo, etc.) podem, entretanto, ser consideradas.

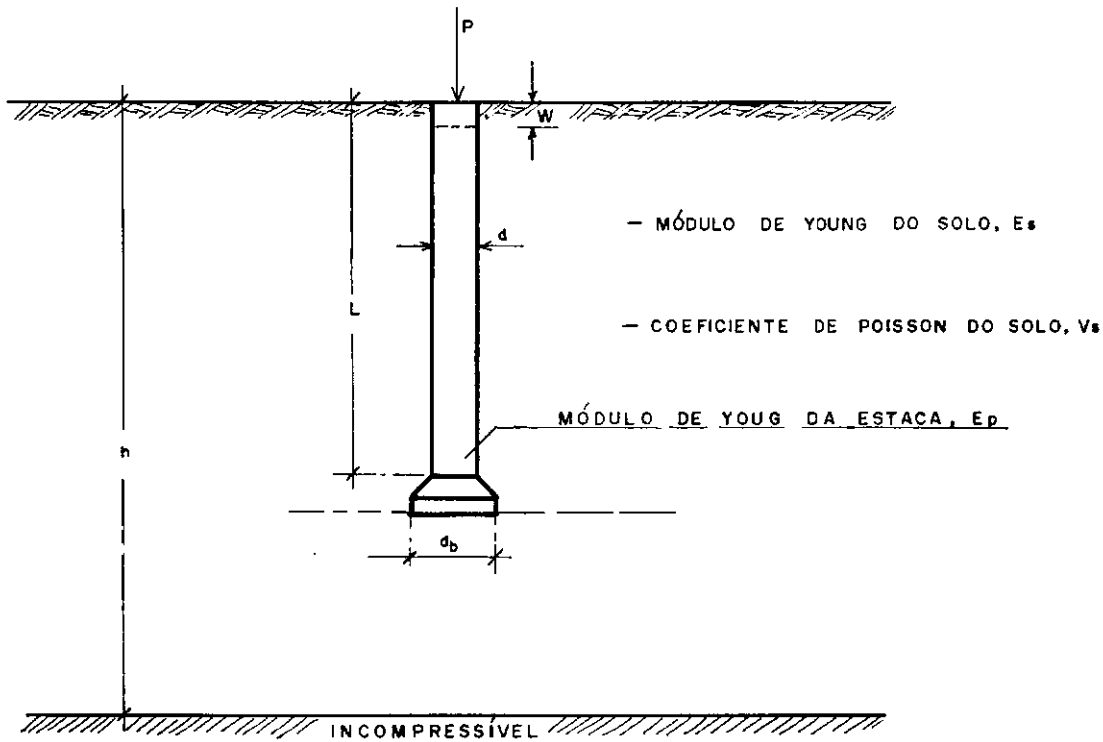


FIGURA IV. 1

O autor considera dois casos para análise do recalque:

a) Estaca flutuante

Neste caso o recalque \bar{e} obtido com

$$w = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot d} \quad (\text{IV.1})$$

onde:

w = recalque da cabeça da estaca

P = carga (axial) aplicada

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \quad (\text{IV.2})$$

I_0 = fator de influência do recalque para estaca incompressível, numa massa semi-infinita para $v_s = 0,5$

R_k = fator de correção para a compressibilidade da estaca

R_h = fator de correção para profundidade finita da camada sobre base rígida

R_v = correção para o Coeficiente de Poisson do solo

h = profundidade total da camada de solo.

Os valores de I_o , R_k , R_h e R_v estão disponíveis em abacos, fornecidos pelo autor. A Figura (IV.2) mostra a diminuição do recalque de uma estaca de diâmetro constante quando se incrementa o comprimento. A presença de uma base alargada também diminui o recalque, apesar de que o efeito só é significativo para estacas curtas. A compressibilidade incrementa o recalque, especialmente de estacas longas (Figura (IV.3) , enquanto o efeito de se ter uma camada finita é no sentido de diminuir o recalque Figura (IV.5) . Um decrêscimo do Coeficiente de Poisson, ν_s , mantendo-se constante o E_s , implica em menor recalque Figura (IV.4) , embora o efeito seja relativamente pequeno.

b) Estaca de ponta num estrato rígido

Neste caso o recalque é calculado com a mesma Equação (IV.1), porém sendo I_o , R_k , R_v já definidos e assumindo os mes-

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v \quad (IV.3)$$

mos valores, e R_b um fator de correção que leva em conta a rigidez da camada onde se encontra a base da estaca. Os valores de

R_b estão na Figura (IV.6). O estrato de base resistente diminui o recalque, sendo mais pronunciado para estacas relativamente curtas ou rígidas num estrato de base praticamente incompressível.

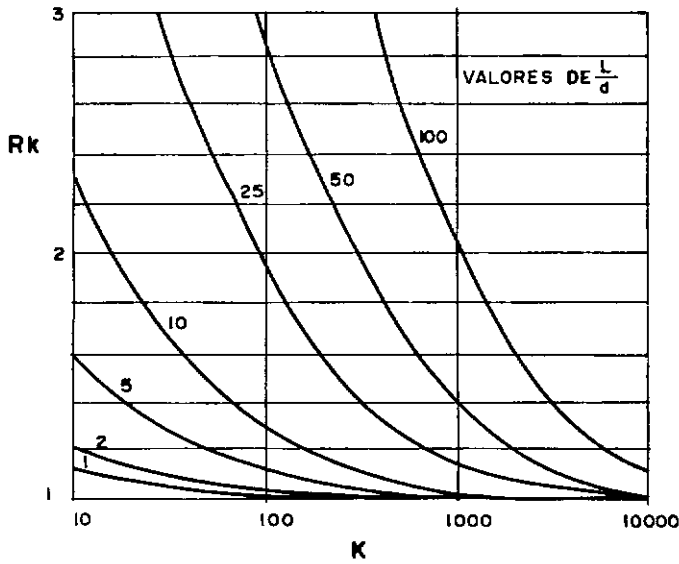


FIGURA IV.3 — Fator de correção da compressibilidade, R_k

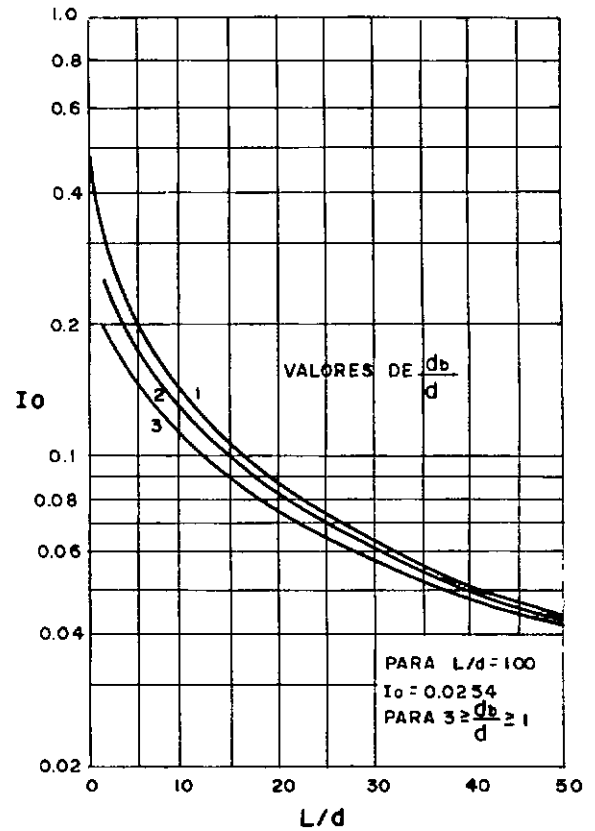


FIG. IV.2 — Fator de influência I_0

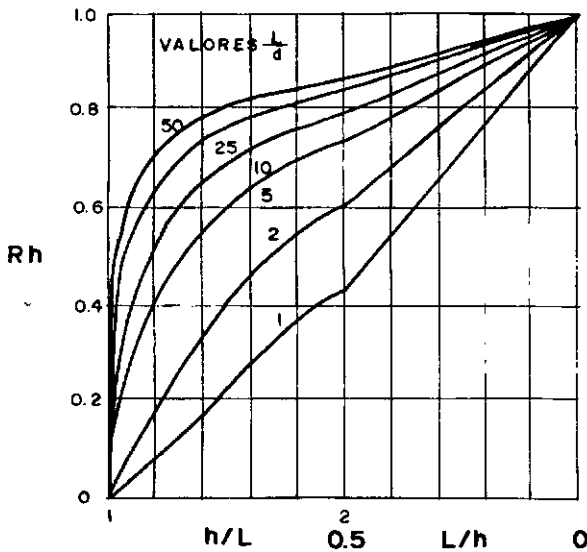


FIGURA IV.5 — Fator de correção da profundidade, R_h

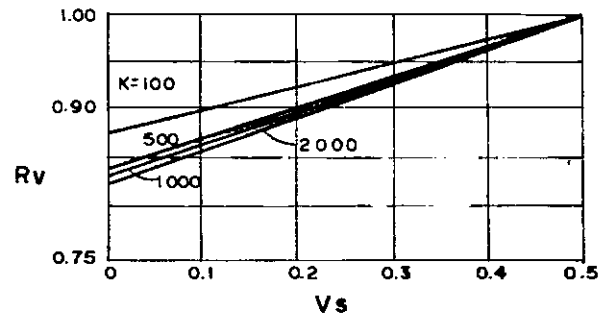


FIG. IV.4 — Fator de correção do Coeficiente de Poisson, R_v

Para estacas muito longas ($L/d \geq 100$), as propriedades da camada de base tem pouco efeito no recalque ($R_b \approx 1$) para a maioria dos valores práticos do fator de rigidez da estaca, K.

O fator de rigidez K, é a rigidez relativa da estaca em relação ao solo e é calculado pela expressão

$$K = R_A \cdot E_p/E_s \quad (\text{IV.4})$$

onde

$$R_A = \frac{A_p}{\pi \cdot d^2/4} \quad (\text{IV.5})$$

E_p = módulo de elasticidade da estaca

E_s = módulo de elasticidade do solo

A_p = área efetiva da secção transversal da estaca

d = diâmetro que circunscribe a estaca ($R_A = 1$ para estacas maciças).

Como o método foi estabelecido para solo homogêneo, o que raramente ocorre, é necessário correção para se utilizar a mesma solução para um solo não homogêneo. Sugere-se que, no caso de meio estratificado, o recalque seja calculado pelas mesmas expressões, usando um módulo do solo médio

$$E_m = \frac{1}{L} \sum_{j=1}^n E_i \cdot h_i \quad (\text{IV.6})$$

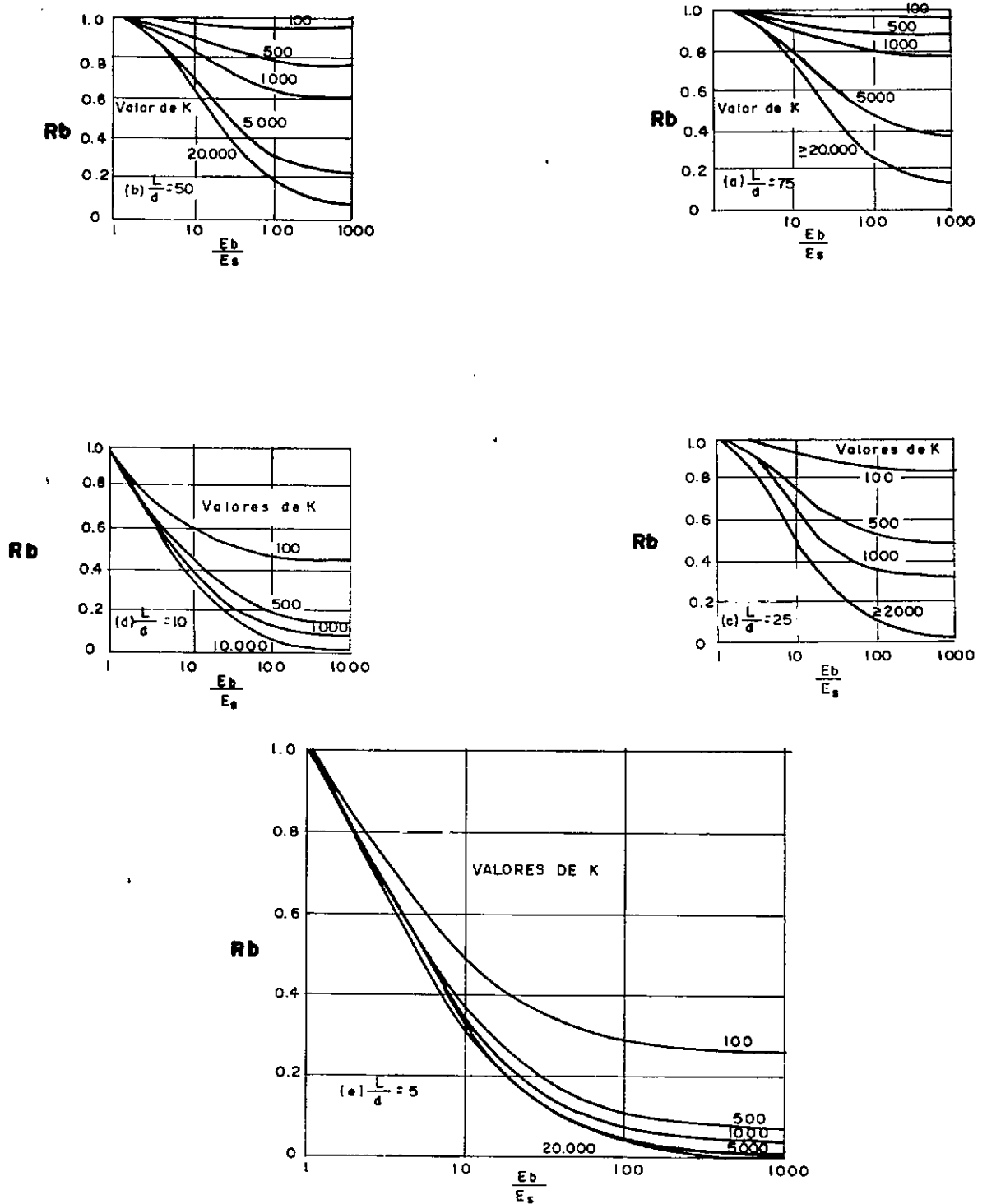


FIGURA IV.6 — FATOR DE CORREÇÃO DO MÓDULO DA BASE PARA RECALQUES, R_b .

onde

E_i = módulo da camada i

h_i = espessura da camada i

n = número de diferentes camadas de solo ao longo do comprimen-

to da estaca.

Uma vez que o deslocamento da estaca é pouco influenciado pelo Coeficiente de Poisson do solo, suas variações ao longo do fuste podem ser ignoradas.

4.1.2 - Método de Aoki - Lopes (1975)

O método de Aoki e Lopes calcula as tensões e os recalques de pontos no interior do solo por um processo numérico utilizando as Equações de Mindlin. Neste método, as cargas que a estaca transmite ao solo são decompostas em um sistema equivalente de cargas concentradas, cujos efeitos são superpostos no ponto em estudo.

O método fornece equações que reduzem a carga transferida pela estaca ao solo a um sistema equivalente de cargas pontuais. O modo de transferência de carga da estaca para o terreno precisa ser fornecido pelo projetista (carga de base, carga de fuste, profundidade de início e fim do atrito lateral e forma do diagrama de atrito, admitida uma variação linear do mesmo, como indicado na Figura IV.7).

Para aplicação das Equações de Mindlin precisa-se conhecer (Figura IV.8):

- valor de Q
- profundidade c

- distância horizontal r
- as três coordenadas do ponto em estudo, em relação a um sistema de coordenadas OXYZ (OZ colocado na vertical de Q)
- Módulo de Young e Coeficiente de Poisson

As equações apresentadas no trabalho de Aoki e Lopes (1975) fornecem os três primeiros elementos acima.

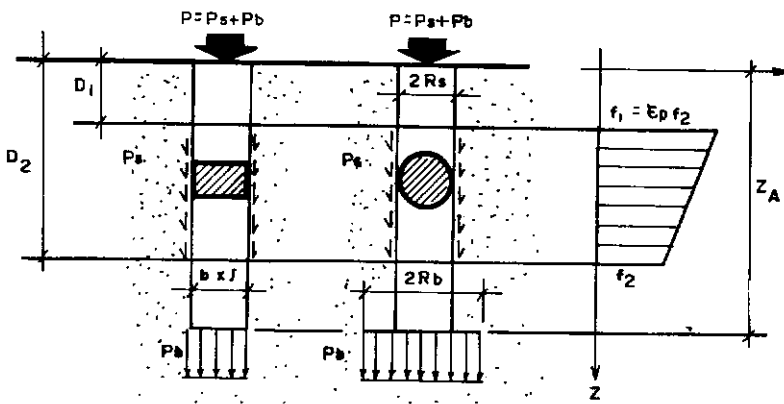


FIGURA IV.7

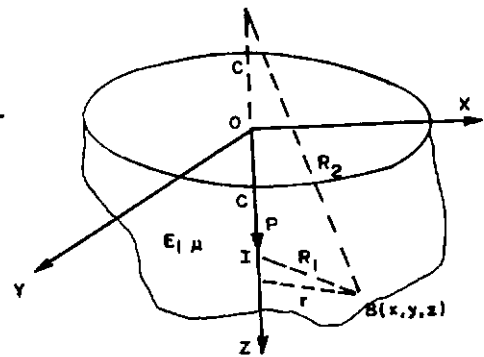


FIGURA IV.8

O recalque induzido por um elemento de fundação (estaca ou tubo) cilíndrico é:

$$w = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m w_{ij} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} w_{ik} \quad (\text{IV.7})$$

onde

w_{ij} - é o recalque induzido pelas cargas pontuais de base Q_{ij}

w_{ik} - é o recalque induzido pelas cargas pontuais de fuste Q_{ik} .

Para um elemento *prismático* é:

$$w = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} w_{ij} + \sum_{i=1}^4 \sum_{\substack{n_1 \text{ ou } n_2 \\ i \text{ ou } j}} \sum_{k=1}^{n_3} w_i \text{ ou } j, k \quad (\text{IV.8})$$

O método serve para o cálculo de acréscimo de tensão e recalque de pontos em qualquer posição em relação à estaca. Para o cálculo do recalque da cabeça de uma estaca, soma-se o recalque de um ponto imediatamente abaixo da base da estaca, calculado pelo método, com o encurtamento elástico da estaca, calculado à parte, considerando o diagrama de carga axial (função do modo de transferência de carga).

Para se determinar o modo de transferência de carga pode-se usar o método de Aoki e Velloso (1975) para estimativa da capacidade de carga, considerando-se que a capacidade de carga do fuste é mobilizada para a carga de trabalho. O restante da carga de trabalho é considerado, então, como transmitido pela base. Esta hipótese se baseia na observação de que o atrito lateral é mobilizado para recalques muito pequenos, ao contrário do que acontece com a resistência de ponta.

Se o meio é homogêneo mas não infinito, usa-se o artifício de Steinbrenner (1943), que pode ser expresso como:

$$w_{0,h} = w_{0,\infty} - w_{h,\infty} \quad (\text{IV.9})$$

onde

$w_{0,h}$ - é o recalque do ponto em estudo em um meio de espessura h

$w_{0,\infty}$ - é o recalque do ponto em estudo em um meio semi-infinito

$w_{h,\infty}$ - é o recalque de um ponto a uma profundidade h abaixo da superfície em um meio semi-infinito.

O artifício de Steinbrenner permite, ainda, o cálculo do recalque em meios estratificados (o artifício é aplicado a cada camada para se obter a parcela do recalque total devida àquela camada).

4.1.3 - Proposta de um Novo Método Expedito para Cálculo de Recalques em Estacas Isoladas

O método que se propõe aqui separa três parcelas de deslocamento; em função da transferência de carga da estaca para o solo. O método procura ser o mais simples e prático possível e, ao mesmo tempo, produzir boas previsões de recalques.

Uma boa estimativa de recalque vai depender, inicialmente, do cálculo das parcelas de carga lateral e de ponta. Para resolver este problema, empregou-se o método de Aoki e Velloso (1975) para cálculo de capacidade de carga, como explicado em 4.1.2.

A expressão geral para o cálculo do recalque é:

$$w = w_b + w_f + \rho \quad (\text{IV.10})$$

onde

w_b - é o recalque da ponta da estaca devido à carga que chega na ponta (Q_b)

w_f - é o recalque da ponta da estaca devido à carga que é transferida pelo fuste (Q_f)

ρ - é o encurtamento elástico da estaca

a) Recalque devido à carga de ponta (w_b)

O recalque sob uma área carregada na superfície ou no interior de um meio elástico é dado por:

$$w_b = q \, d \, \frac{1 - \nu^2}{E} \, I \quad (\text{IV.11})$$

onde

q = pressão média aplicada

d = menor dimensão (diâmetro da estaca)

I = fator de influência que leva em conta a profundidade e forma da base

E = Módulo de Young do solo

ν = Coeficiente de Poisson do solo

Segundo a Teoria da Elasticidade, para profundidades usuais de pontas das estacas, $I = \frac{\pi}{8}$ para uma área circular (Cooke,

1974). Considerando $\nu=0,5$ e $Q_b = q \cdot A_b = q \cdot \pi \cdot d^2/4$, tem-se:

$$w_b = 0,4 \frac{Q_b}{E_b d} \quad (\text{IV.12})$$

b) Recalque devido à carga de fuste (w_f)

Cooke (1974) observou que em qualquer nível OX do sistema estaca-solo (Figura IV.9a) o solo aderente ao fuste será deslocado para baixo, juntamente com ele, desenvolvendo em um elemento anular ABCD próximo ao fuste, um estado de cisalhamento, como indicado na Figura (IV.9b). Esta figura permite visualizar que as tensões cisalhantes desenvolvidas no solo adjacente ao fuste diminuem com a distância do fuste, até se tornarem desprezíveis.

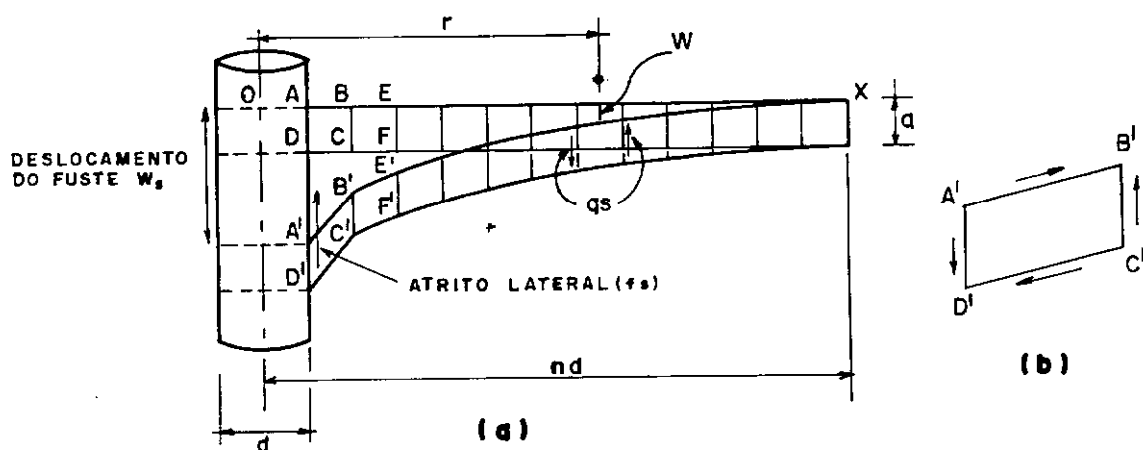


FIGURA IV.9 - SEÇÃO VERTICAL IDEALIZADA PARA O SOLO DESLOCADO POR UM ELEMENTO DE UMA ESTACA DE ATRITO CARREGADA (COOKE, 1974)

Randolph e Wroth (1977) partiram do postulado de Cooke e desenvolveram uma análise da interação do fuste da estaca com o solo, admitindo um solo elástico linear e que o efeito da instalação da estaca pode ser ignorado, isto é, a estaca está imersa em um meio homogêneo. Ainda, como a solução é elástica, apenas os incrementos de tensões devidos ao carregamento da estaca são considerados.

Pelo mecanismo descrito por Cooke (1974), o principal processo de deformação do fuste da estaca será pelo cisalhamento de anéis concêntricos, como mostra a Figura (IV.10.a).

Considerando o equilíbrio vertical de um elemento de solo (Figura IV.10.b), Randolph e Wroth (1977) obtiveram

$$\frac{\partial}{\partial r} (r\tau) + r \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad (\text{IV.13})$$

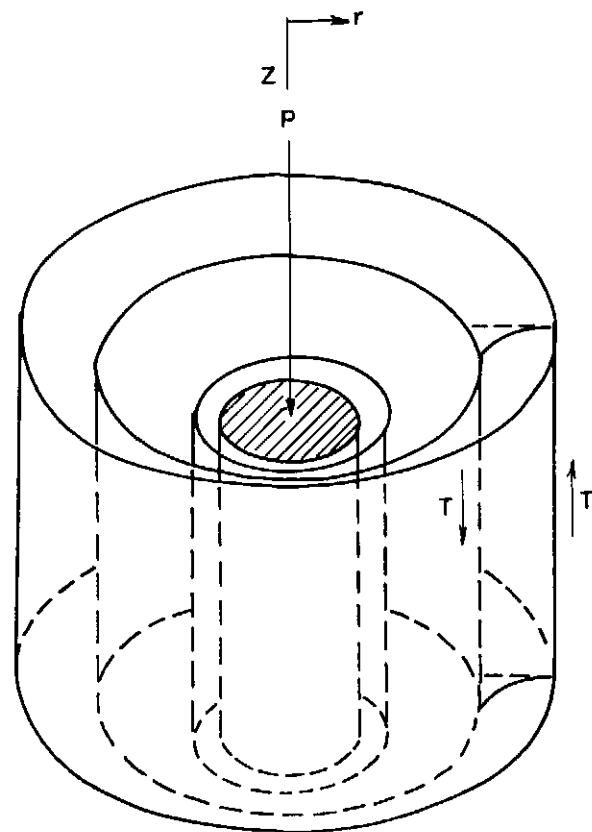
onde

τ - é o incremento de tensão cisalhante

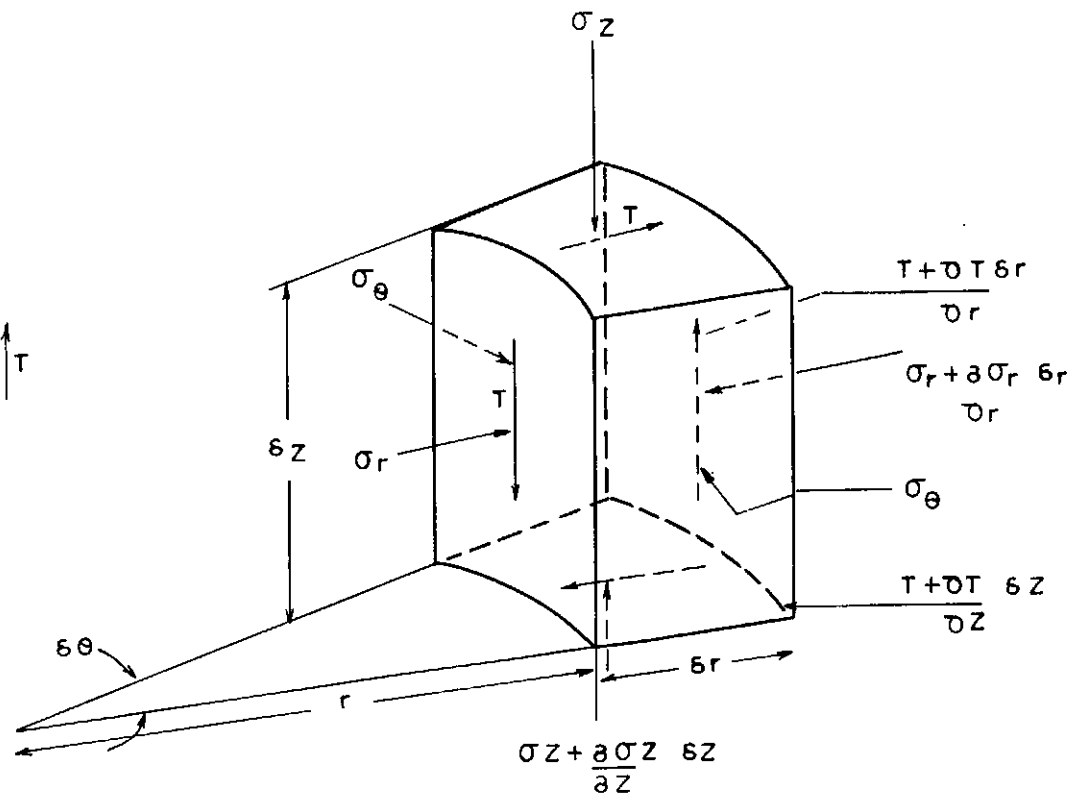
σ_z - é o incremento de tensão vertical total

Quando a estaca é carregada, o incremento na tensão cisalhante, τ , na vizinhança do fuste, será muito maior que o incremento na tensão vertical, σ_z , e assim a equação acima pode ser aproximada por

$$\frac{\partial}{\partial r} (r\tau) = 0 \quad (\text{IV.14})$$



(a)



(b)

FIGURA IV.10 (a) Modo de deformação do fuste (b) Tensões num elemento de solo
RANDOLPH - WROTH (1977).

Denotando a tensão cisalhante no fuste ($r = r_0$) por τ_0 , a equação (IV.14) pode ser integrada para dar:

$$\tau = \frac{\tau_0 r_0}{r} \quad (\text{IV.15})$$

A deformação cisalhante $\bar{\epsilon}$ é dada por

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r} \quad (\text{IV.16})$$

onde u e w são os deslocamentos radial e vertical do solo, respectivamente.

O deslocamento principal será vertical e, assim, ignorando $\frac{\partial u}{\partial z}$ e integrando obtem-se:

$$w_f = \frac{\tau_0 r_0}{G} \int_{r=nd}^{r=r} \frac{dr}{r} = \frac{\tau_0 d}{2G} \int_{nd}^r \frac{dr}{r} \quad (\text{IV.17})$$

onde w_f é o recalque do fuste da estaca e $(n.d)$ é a distância do eixo da estaca na qual os deslocamentos são tão pequenos que podem ser ignorados. O resultado da integração será

$$w_f = \frac{\tau_0 \cdot d}{2 \cdot G} \ln \left(\frac{r}{n \cdot d} \right) \quad (\text{IV.18})$$

Na superfície do fuste ($r = d/2$), o deslocamento da estaca no nível do elemento será:

$$w_f = \frac{\tau_0 \cdot d}{2 \cdot G} \ln(2n) \quad (\text{IV.19})$$

Se a parcela da carga total transferida pelo fuste é Q_f , então o valor médio de τ_o é:

$$\bar{\tau}_o = \frac{Q_f}{\pi L d} \quad (IV.20)$$

Além disso, para um meio elástico o módulo E e o módulo G são relacionados por $E = 2 \cdot (1 + \nu_s) G$. Estabelecendo-se que para argilas saturadas e areias compactas $\nu_s = 0,5$, tem-se finalmente

$$w_f = - \frac{3 \cdot Q_f}{2\pi \cdot L E} \ln(2n) \quad (IV.21)$$

ou

$$w_f = - \frac{Q_f \cdot I_f}{L \cdot E_s} \quad (IV.22)$$

onde

$$I_f = \frac{3}{2\pi} \ln(2n) \quad (IV.23)$$

Conforme indica a equação (IV.23), o índice I_f é função da distância na qual se considera que cessem os recalques produzidos pelo carregamento da estaca. Esta distância, teoricamente, é infinita. Entretanto, considerando que I_f varia com o logarítmo de (r/nd) e introduzindo observações práticas de que a uma certa distância da estaca os recalques são desprezíveis, escolheu-se um valor de $I_f = 1,8$, que corresponde a uma distância da ordem de $22d$. Assim, a equação (IV.22) ficará

$$w_f = - \frac{1,8 Q_f}{L.E_s} \quad (\text{IV.24})$$

c) Encurtamento elástico da estaca (ρ)

A deformação do fuste da estaca (ρ) pode ser facilmente determinada empregando-se a fórmula para deformação axial de uma barra, conhecida a variação da carga axial na barra, $Q(z)$:

$$\rho = \frac{1}{EA} \int_0^L Q(z) dz \quad (\text{IV.25})$$

Uma vez que parte da carga (Q_b) é constante ao longo do fuste e outra parte (Q_f) diminui até o valor zero (na ponta da estaca), a equação (IV.25) pode ser escrita como

$$\rho = \frac{L}{A.E_p} (Q_b + \alpha Q_f) \quad (\text{IV.26})$$

O coeficiente α depende da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste. Vesić (1977) apresenta vários valores para o coeficiente α , para algumas formas simples e típicas de distribuição do atrito, como representadas na Figura (IV.11).

Vesić ressalta que valores menores de α são observados para estacas cravadas de um modo geral, devido às tensões residuais, como também para estacas longas em areia. Ainda, em estacas longas sob cargas de trabalho, uma vez que apenas parte do comprimento transmite carga efetivamente.

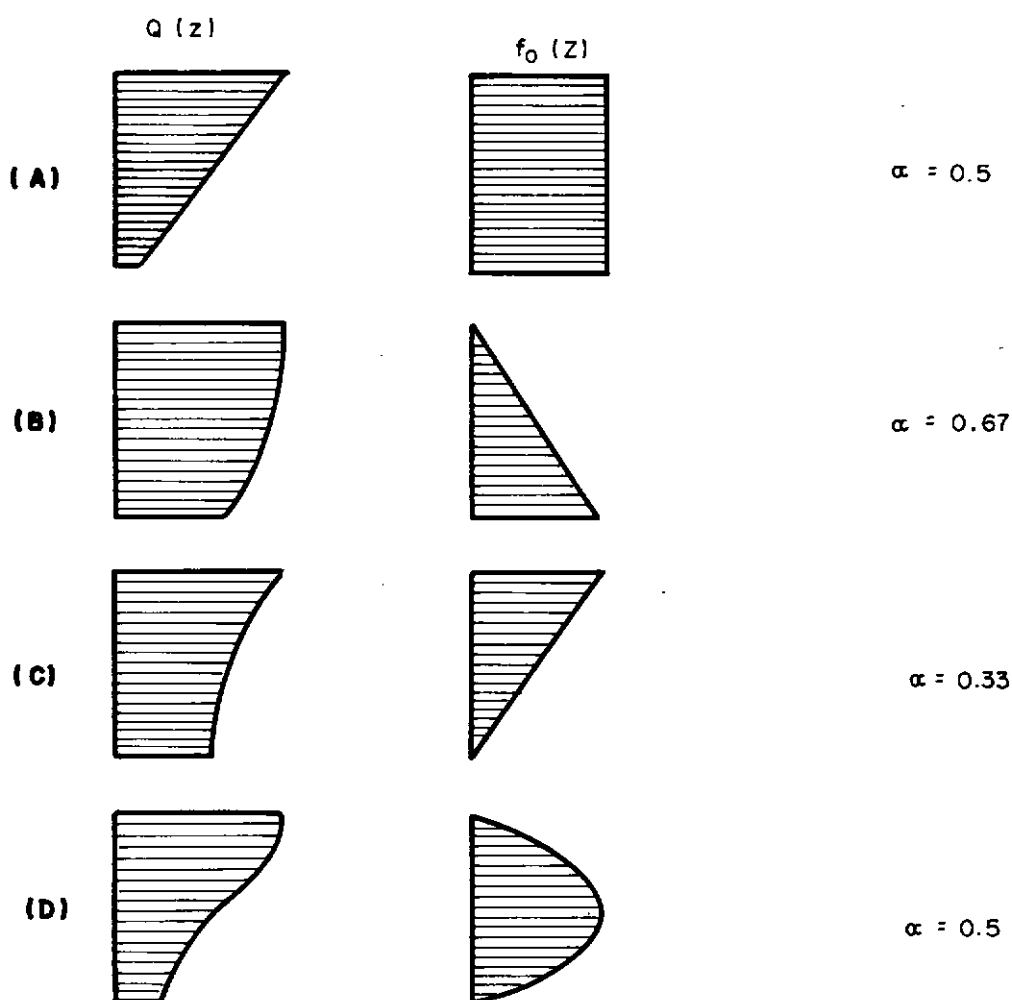


FIGURA IV. II DISTRIBUIÇÃO DO ATRITO LATERAL (VESIC, 1977)

O coeficiente α poderia ser deixado para ser escolhido pelo projetista após estimar o modo de transferência de carga. Entretanto, optou-se por deixar para ser fornecido à fórmula apenas os valores da carga de fuste e carga de base (que serão estimados pelo método Aoki-Velloso - 1975), escolhendo-se para α um valor observado com mais frequência em instrumentações, que é 0,3.

d) Fórmula final

Finalmente, somando-se as três parcelas, tem-se o recalque total do topo da estaca

$$w = \frac{0,4 Q_b}{E_b \cdot d} + \frac{1,8 Q_f}{L \cdot E_f} + (Q_b + 0,3 Q_f) \frac{L}{A \cdot E_p} \quad (\text{IV.27})$$

A soma da parcela de recalque da ponta da estaca em consequência da carga de fuste (w_f) com a parcela devida à carga de ponta (w_b) - para se obter o recalque total de ponta da estaca - só é possível se os módulos ao longo do fuste (E_f) e sob a ponta (E_b) não forem muito diferentes. Caso contrário, esta soma perde o significado, pois a parcela do recalque da ponta da estaca devida à carga de fuste, se a ponta estiver em um material bem mais rígido, não pode ser controlada apenas pelo material ao longo do fuste.

No Capítulo V, serão feitas retro-análises, com esta fórmula, dos recalques medidos em provas de carga, obtendo-se, assim, valores do Módulo de Young do solo, que se relacionam com resultados de ensaios de penetração. A proposta ficará completa após esta série de retro-análises.

4.2 - GRUPOS DE ESTACAS

O recalque de um grupo de estacas é sempre maior que o de uma estaca individual suportando a mesma carga por estaca; entretanto, o mecanismo deste fenômeno ainda não está completamente entendido. Uma série de fatores influencia o recalque do grupo, relativamente à estaca individual, dentre os quais destaca-se o perfil do solo, dimensão e forma do grupo, bem como as caracterís

ticas geométricas e métodos de construção das estacas.

Vários métodos têm sido propostos para se estimar recalque de grupo. A seguir serão mencionados os mais conhecidos.

Skempton (1953) concluiu que o recalque de um grupo em areia é afetado, principalmente, pela largura do grupo de estacas, sugerindo a seguinte expressão empírica, relacionando a razão entre os recalques do grupo e de uma estaca individual, com a largura da fundação (em pés)

$$\frac{w_{\text{grupo}}}{w_{\text{estaca}}} = \left| \frac{4B + 9}{B + 12} \right|^2 \quad (\text{IV.28})$$

Sowers et al (1961) pesquisaram modelos de grupos de estacas de pequeno diâmetro, mostrando a relação entre os recalques elásticos do grupo e da estaca isolada, medidos para a metade da carga de ruptura, em solos argilosos. Os resultados desta pesquisa estão sumarizados na Figura (IV.12).

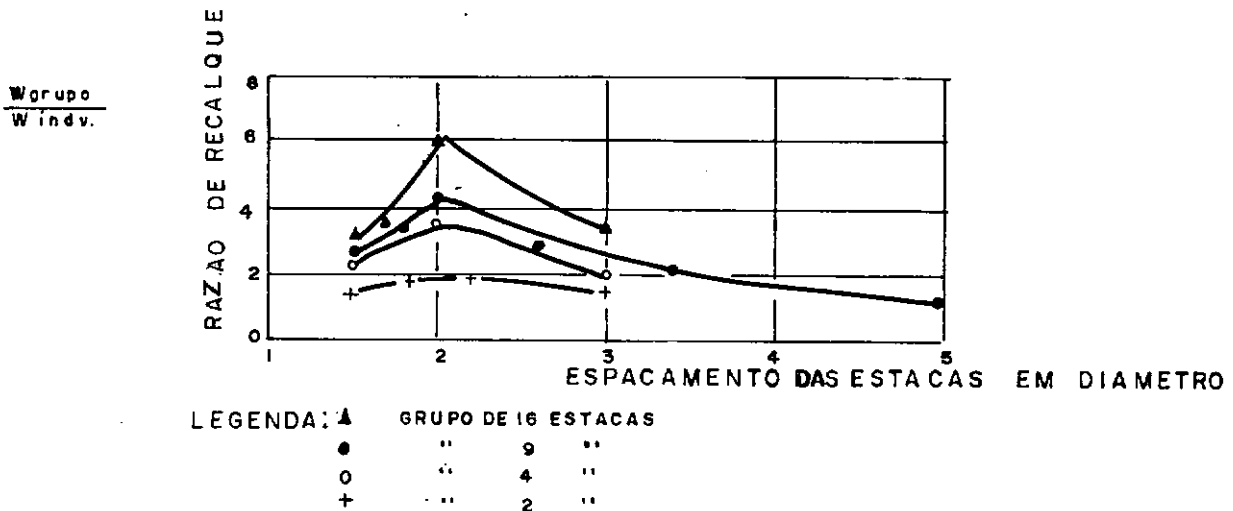


FIGURA IV.12 RAZÃO DE RECALQUE VERSUS ESPAÇAMENTO PARA GRUPO EM ARGILA (SOWERS et al, 1961)

Uma das aproximações mais frequentemente utilizadas é sugerida por Terzaghi-Peck (1967). O cálculo de recalques de um grupo de estacas é feito supondo-se que o carregamento causado pelo grupo é equivalente ao de um radier assente a uma profundidade conveniente, conforme definido na Figura (IV.13).

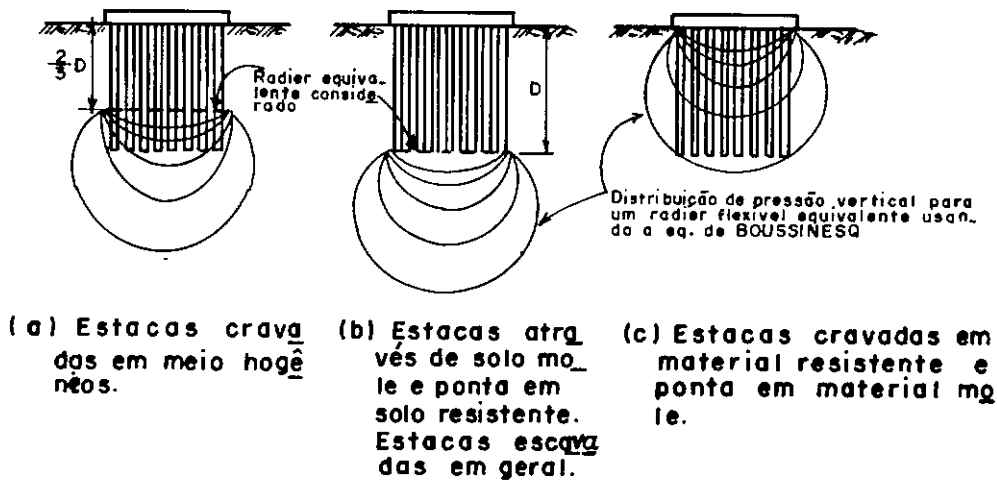


FIGURA IV.13 - CONSIDERAÇÕES SIMPLIFICADORAS PARA A DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES SOB GRUPOS DE ESTACAS.

Vesic (1969) sugeriu um fator de recalque de grupo, ζ_g , definido como a razão entre o recalque do grupo e o recalque de uma estaca individual, transmitindo a mesma carga média. Este fator é dado pela seguinte expressão empírica

$$\zeta_g = \sqrt{\frac{B}{D}} \quad (IV.29)$$

onde

B = largura do grupo

D = diâmetro das estacas

Esta correlação está representada pela curva da Figura (IV.14).

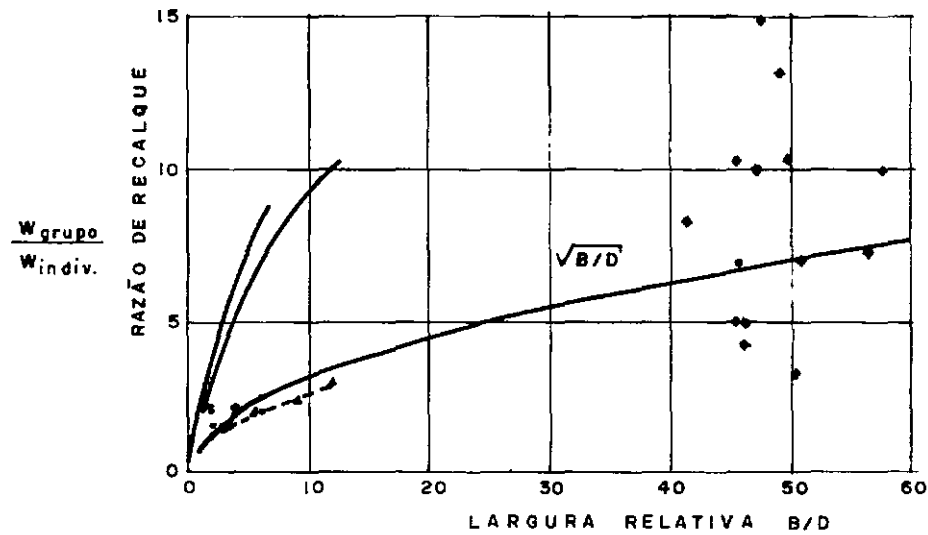


FIGURA IV.14 RAZÃO DE RECALQUE VERSUS LARGURA RELATIVA DE GRUPOS DE ESTACAS EM AREIA (VESIC; 1969)

Meyerhof (1976) propõe um método para se estimar recalques de grupos, que utiliza resultados de ensaios de penetração. Apresenta-se aqui esta proposição com mais detalhes, uma vez que se trata de um método prático, apesar de empírico.

Segundo o autor, a instalação de estacas muda as características de deformação da massa de solo que governa o comporta

mento de estacas individuais sob carregamento. No entanto, esta influência se estende a poucos diâmetros abaixo da ponta. Assim, o recalque total de um grupo de estacas cravadas ou escavadas sob uma carga de projeto, que não ultrapasse um terço ou a metade da capacidade última do grupo, pode ser estimado, a grosso modo, como um radier equivalente. Foi usando o conceito desse radier fictício, que o autor derivou a seguinte expressão para o recalque total de um grupo de estacas:

$$w = \frac{2p \sqrt{B}}{N} \quad (\text{IV.30})$$

onde

B = largura do grupo (ft)

p = pressão transmitida pela fundação (t/ft²)

w = recalque total (in)

N = SPT médio entre o nível do radier até uma profundidade de uma vez a largura do grupo.

O próprio autor diz que a expressão é conservativa, principalmente para pequenos grupos de estacas cravadas em solos granulares, enquanto que para areia siltosa seria o dobro do recalque calculado pela expressão.

Para levar em conta a profundidade efetiva da fundação, foi introduzido um fator de redução

$$I = 1 - \frac{D'}{8 B} \geq 0,5 \quad (\text{IV.31})$$

onde

B = largura do grupo

D' = profundidade efetiva, semelhante à proposição de Terzaghi-Peck (1967), ou a critério do projetista.

Com algumas transformações das unidades, a expressão (IV.30) pode ser reescrita como

$$w = \frac{8,5 p \sqrt{B}}{N} \cdot I \quad (\text{IV.32})$$

onde

w = recalque total (mm)

B = largura do grupo (m)

p = pressão de contato (tf/m²)

Quando se tratar de estacas em argila, o recalque pode ser convenientemente estimado, desde que se acrescente à pressão média, o atrito negativo por ventura existente, dando-se o mesmo tratamento que para as areias. Entretanto, a estimativa desses recalques é feita entre largos limites, uma vez que as condições de drenagem são difíceis de estabelecer.

A estimativa do recalque também pode ser feita utilizando-se os resultados de ensaios de penetração estática, pela expressão:

$$w = \frac{p \cdot B \cdot l}{2 \cdot q_c} \quad (\text{IV.33})$$

principalmente para fundações em solos arenosos saturados, onde q_c = resistência média de ponta do cone e todos os fatores estão em unidades consistentes.

Finalmente, se a espessura da camada abaixo da profundidade efetiva da fundação é menor que a largura do grupo, o recalque estimado pode ser reduzido convenientemente, numa relação linear com a espessura da camada correspondente.

CAPÍTULO V

ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA - RECALQUE SOB CARGA DE TRABALHO

No capítulo anterior foram vistos alguns métodos para previsão de recalques em estacas isoladas e grupos de estacas. Entretanto, a eficiência do método depende fundamentalmente dos parâmetros de deformabilidade do solo que são utilizados. A maior dificuldade em se fazer uma boa previsão de recalques está na obtenção de parâmetros do solo. Com o intuito de ajudar na superação desta dificuldade, ampliou-se a análise das provas de carga do Capítulo III, a fim de se obter correlações com ensaios de penetração que permitissem chegar ao módulo de deformabilidade do solo a partir destes ensaios, que são os que normalmente se dispõe para um projeto de fundações.

Portanto, neste capítulo, serão apresentados os resultados das correlações feitas para cada um dos métodos apresentados no Capítulo IV, para estacas individuais submetidas a provas de carga. A avaliação dessas correlações em conjunto com o método utilizado será feita pela comparação dos recalques previstos com os medidos.

Serão apresentados, também, os resultados de algumas provas de carga em grupos, encontradas na literatura, para uma avaliação do método de Meyerhof.

5.1 - SOBRE A DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE YOUNG DO SOLO

O módulo de Young do solo pode ser obtido através de ensaios de laboratório ou de ensaios de campo. Neste trabalho será abordado apenas o segundo tipo de ensaio (aí incluídas as provas de carga).

As correlações propostas para propriedades de compressibilidade definidas como módulo oedométrico (E_{oed}) podem ser expressas também em função do módulo de elasticidade ou de Young (E) com auxílio da relação

$$E_{oed} = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (V.1)$$

5.1.1 - Retro-Análise de Prova de Carga

Pelos recalques medidos numa prova de carga, e utilizando-se uma fórmula ou método teórico, é possível se obter o módulo de elasticidade médio do solo. Segundo Poulos (1972), este método é satisfatório e não é necessário que a estaca de prova tenha o mesmo diâmetro que a de projeto, mas sim o mesmo comprimento.

Vargas (1981) ressalta a determinação do módulo de elasticidade do solo a partir de retro-análise, desde que se conheça o recalque da estaca e as parcelas de carga de ponta e de fuste.

Este procedimento será usado no item 5.2. A vantagem dos módulos (e correlações) assim obtidos é que os efeitos de instalação da estaca, que sempre modificam as propriedades originais do solo, são levados em consideração.

5.1.2 - Correlações com Ensaio de Penetração Dinâmica - SPT

O módulo de Young (E) ou oedométrico (E_{oed}) dos solos, pode ser indicado, via correlação de natureza empírica, pelo número de golpes N_{SPT} . A seguir, apresenta-se algumas correlações entre os valores da compressibilidade e do N_{SPT} , indicados na literatura técnica.

a) Baseados em ensaios oedométricos:

- Farrent (1963):

$$E_{oed} = 7,5 (1 - \nu^2) N \text{ (t/ft}^2\text{)} \text{ para areias} \quad (V.2)$$

ν = coeficiente do Poisson

- Begemann (1974):

$$E_{oed} \cong 40 + C(N-6) \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \text{ para } N > 15 \quad (V.3)$$

$$E_{oed} \cong C(N+6) \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \text{ para } N < 15 \quad (V.4)$$

Os valores de C estão na Tabela (V.1).

TIPO DE SOLO	VALORES DE C
Pedregulho com areia	12
Areia com pedregulhos	10
Areia grossa	7
Areia média	4,5
Areia fina	3,5
Silte com areia	3,0

TABELA V.1

- Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982):

$$E_{oed} = 40 + 4,4 N \text{ (kgf/cm}^2\text{)} - \text{areia fina e média} \quad (V.5)$$

$$E_{oed} = 30 + 3,6 N \text{ (kgf/cm}^2\text{)} - \text{areia siltosa} \quad (V.6)$$

$$E_{oed} = 25 + 2,1 N \text{ (kgf/cm}^2\text{)} - \text{silte arenoso} \quad (V.7)$$

b) Baseados em ensaios de placa:

- Menzenbach e Schultze (1961):

$$E_{oed} = C_1 + C_2 N \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (V.8)$$

Os valores de C_1 e C_2 estão na Tabela (V.2).

TIPO DE SOLO	C ₁	C ₂
Areia fina - abaixo do N.A.	71	4,9
- acima do N.A.	52	3,3
Areia	39	4,5
Areia argilosa	43,8	11,8
Areia e argila	38	10,5
Areia fofa	24	5,3

TABELA V.2

- Web (1969):

$$E = 5 (N + 15) (t/ft^2) - \text{areias finas e m\u00e9dias, saturadas} \quad (V.9)$$

$$E = \frac{10}{3} (N + 5) (t/ft^2) - \text{argilas arenosas} \quad (V.10)$$

- D'Appolonia et alii (1970):

$$E = 196 + 7,9 N (t/ft^2) - \text{areias normalmente carregadas} \quad (V.11)$$

$$E = 416 + 10,9 N (t/ft^2) - \text{areias pr\u00e9-carregadas} \quad (V.12)$$

- Parry (1971):

$$E_{oed} = 50 N \quad (V.13)$$

- Trofimenkov (1974):

$$E = 350 \text{ a } 500 \log N \text{ (kgf/cm}^2\text{)} - \text{areas} \quad (\text{V.14})$$

- Denver (1982):

$$E = 7 \sqrt{N} \text{ (Mpa)} - \text{areias acima do NA} \quad (\text{V.15})$$

c) Baseados em ensaios pressiométricos

- Ohya, Imai e Matsubara (1982):

$$E = 4 N \text{ (kgf/cm}^2\text{)} - \text{solos arenosos} \quad (\text{V.16})$$

$$E = 15 N \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \text{ solos argilosos aluvionares e} \quad (\text{V.17})$$

diluviais

- Tsuchiya e Toyooka (1982):

$$E = 7,7 N^{0,838} \text{ (bars)} - \text{aluvião de solos arenosos} \quad (\text{V.18})$$

$$E = 16,16 N^{0,663} \text{ (bar)} - \text{aluvião de solos pedregulhosos} \quad (\text{V.19})$$

$$E = 7,35 N^{0,98} \text{ (bar)} - \text{solos arenosos} \quad (\text{V.20})$$

$$E = 133,8 N^{0,23} \text{ (bar)} - \text{solos pedregulhosos} \quad (\text{V.21})$$

$$E = 9,07 N^{1,058} \text{ (bar)} - \text{siltitos} \quad (\text{V.22})$$

$$E = 8,28 N^{0,828} \text{ (bar) - solos argilosos aluvionares} \quad (V.23)$$

$$E = 4,78 N^{1,376} \text{ (bar) - argilas orgânicas} \quad (V.24)$$

$$E = 13,96 N^{0,776} \text{ (bar) - solos argilosos diluviais} \quad (V.25)$$

- Yoshinaka (1982):

$$E = 6,78 \cdot N^{0,999} \text{ (bar)} \quad (V.26)$$

5.1.3 - Correlações com Ensaio de Penetração Estática (cone)

São as seguintes as correlações mais conhecidas para o ensaio de cone, baseados em ensaios de placa:

- Buisman (1940):

$$E_{oed} = \alpha q_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (V.27)$$

$\alpha = 1,5$ - para areias e $q_c > 45 \text{ kgf/cm}^2$

$2 < \alpha < 5$ - areias argilosas e areias puras e $15 < q_c < 30 \text{ kgf/cm}^2$

$5 < \alpha < 10$ - argilas brandas e $q_c < 10 \text{ kgf/cm}^2$

$1,5 < \alpha < 2,6$ - turfa e argila muito mole e $q_c < 5 \text{ kgf/cm}^2$

- De Beer e Martins (1957):

$$E_{oed} = 1,5 q_c \quad (V.28)$$

- Meyerhof (1965):

$$E_{oed} = 1,9 q_c - \text{para areias} \quad (V.29)$$

- Bachelier e Parez (1965):

$$E_{oed} = 1,3 q_c - \text{para areias} \quad (V.30)$$

$$E_{oed} = 7,7 q_c - \text{para argilas moles} \quad (V.31)$$

- Meigh e Corbett (1969):

$$E_{oed} = \alpha q_c \quad (V.32)$$

argilas moles: $5 < \alpha < 10$; $q_c < 10 \text{ kgf/cm}^2$

argilas rijas: $2 < \alpha < 5$; $15 < q_c < 30 \text{ kgf/cm}^2$

- Gielly, Lareal e Sanglerat (1969):

$$E_{oed} = \alpha q_c \quad (V.33)$$

argilas de baixa plasticidade: $q_c < 7 \text{ bars}$; $3 < \alpha < 8$

$7 < q_c < 20 \text{ bars}$; $2 < \alpha < 5$

$q_c > 20 \text{ bars}$; $1 < \alpha < 2,5$

argilas e siltes de alta plasticidade:

$$q_c < 20 \text{ bars}; 2 < \alpha < 6$$

argilas orgânicas:

$$q_c < 7 \text{ bars}$$

$$50\% < w < 100\% ; 1,5 < \alpha < 4$$

$$100\% < w < 200\% ; 1,0 < \alpha < 1,5$$

$$w > 200\% ; 0,4 < \alpha < 1,0$$

- Schmertmann (1970):

$$E = 2q_c \text{ (t/ft}^2\text{)} - \text{areias} \quad (\text{V.34})$$

$$E = 2,5(q_c + 30) \text{ (t/ft}^2\text{)} - \text{areias abaixo do N.A.} \quad (\text{V.35})$$

- Vesic (1970):

$$E = 3q_c - \text{areias} \quad (\text{V.36})$$

$$E = 2(1 + Dr^2)q_c - \text{areias} \quad (\text{V.37})$$

- Bogdanovic (1973):

$$E = 1,5 q_c - \text{para areias} \quad (\text{V.38})$$

$$E = \alpha q_c - \text{para siltes argilosos} \quad (\text{V.39})$$

$$10 < q_c < 20; 1,8 < \alpha < 2,5$$

$$5 < q_c < 10; 2,5 < \alpha < 3,0$$

- Barata (1984):

$$E = a \cdot q_c \quad (V.40)$$

Os valores do coeficiente a estão na Tabela (V.3) abaixo:

TIPO DE SOLO	a
Silte arenoso, pouco argiloso	1,15
Areia siltosa	1,20
Silte argiloso	2,40
Argila pouco arenosa	2,85
Silte pouco argiloso	3,00
Solo residual argiloso	3,40
Argila pouco arenosa	3,60
Solo residual argiloso	4,40
Argila areno-siltosa	5,20
Argila areno-siltosa (porosa)	9,20

TABELA V.3

Estas correlações foram obtidas, basicamente, retro-analisando provas de carga em placas. Conforme se verá mais adiante, não se aplicam à previsão de recalques de estacas.

5.1.4 - Correlações com Ensaios Pressiométricos

O módulo pressiométrico s_0 deve ser empregado no estudo de recalques em conjunto com fórmulas elaboradas especialmente para utilizar resultados de ensaios pressiométricos. Ménard (1965) dá algumas destas fórmulas para cálculo de recalques.

Ménard (1975) mostra, ainda, correlações entre dados do pressiómetro e a resistência do cone. A correlação entre a resistência de ponta do cone e a pressão limite do ensaio pressiométrico é dada em função do tipo de solo, na Tabela (V.4).

TIPO DE SOLO	q_c/P_ℓ
Argila	2,5 - 4,0
Silte	5,0 - 6,0
Areia	7,0 - 9,0

TABELA V.4

A relação E/P_ℓ é dada pelos seguintes valores típicos:

TIPO DE SOLO	E/P_ℓ
Lama, - turfa	10
Argila mole e média	10
Argila rija	13 - 20
Areia siltosa fofa	4 - 5
Silte	10
Areia e pedregulhos	6 - 8
Areias sedimentares	7 - 8
Aterro recente	10 - 16
Aterro antigo	10 - 15

TABELA V.5

5.1.5 - Correlação com Coesão não Drenada

Poulos (1972) procurou relacionar o módulo de elasticidade com a coesão não drenada do solo. Estas relações estão apre

sentadas, distinguindo-se o tipo de instalação da estaca, se cravada ou escavada, na Figura (V.1). Observa-se que para argilas moles a médias, com coesão relativamente baixa, o E para es tacas cravadas é maior que para estacas escavadas, enquanto que, para argilas muito rijas, com coesão elevada, a situação se inverte.

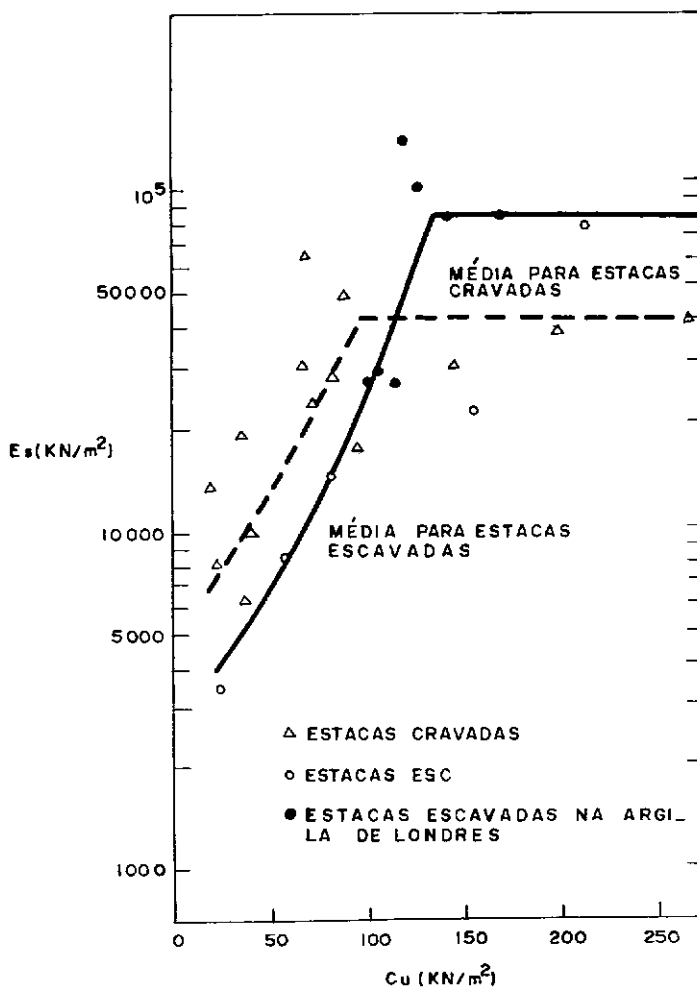


FIGURA V.1- E_s VERSUS C_u PARA ESTACAS EM ARGILA (POULOS 1972)

5.2 - CORRELAÇÕES ENTRE MÓDULOS DE YOUNG DO SOLO E ENSAIOS DE PENETRAÇÃO COM BASE NA RETRO-ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA

5.2.1 - Metodologia

O Módulo de Young do solo, E , pode ser relacionado aos resultados de ensaios de penetração (estática e dinâmica) pelas expressões:

$$E = \eta \cdot q_c \quad (V.41)$$

$$E = \eta \cdot k \cdot N \quad (V.42)$$

onde η é um fator de correlação entre o módulo e o ensaio de cone (estático) e k é um fator de correlação entre os dois tipos de ensaio.

O fator η , que correlaciona o módulo após a instalação da estaca com o ensaio de cone (ou SPT), inclui dois fatores: (a) um que relaciona o módulo original com o ensaio de penetração e (b) outro que relaciona o módulo original com o módulo após a instalação da estaca. Assim, o fator η é uma função tanto do tipo de terreno quanto do tipo de estaca. Para efeito desta pesquisa, supõe-se o fator η função apenas do tipo de estaca já que esta dependência é preponderante em relação à do tipo de solo.

Para se ter um E_f médio representativo do terreno ao longo do fuste, determinou-se, inicialmente, para cada camada, um valor característico de k , através da Tabela (V.6) de Aoki e Velloso (1975), e o valor médio de N . Isto foi feito desde a superfície até a cota da ponta da estaca. Em seguida, fez-se uma média ponderada, pela espessura de cada camada, a fim de se obter a resistência do cone média ao longo do fuste:

$$\bar{q}_f = \frac{\sum_{i=1}^n q_{ci} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

O módulo médio seria, então:

$$\bar{E}_f = n \cdot \bar{q}_f \quad (V.44)$$

Para se ter um \bar{E}_b médio representativo do terreno abaixo da base da estaca, tomou-se a resistência do cone média numa profundidade até 04 vezes o diâmetro da base. O módulo médio seria, então,

$$\bar{E}_b = n \cdot \bar{q}_b \quad (V.45)$$

Como a resistência média ao longo do fuste \bar{E} sempre diferente daquela sob a base, pode-se definir um parâmetro $x = \bar{q}_b / \bar{q}_f$, com \bar{q}_b e \bar{q}_f obtidos como descrito anteriormente.

Os três métodos de cálculo de recalques usados na retro-análise, permitem que se considere duas camadas. Assim, as retro-análises foram feitas da maneira descrita a seguir.

a) Método de Poulos

Neste método, a compressibilidade da camada de base \bar{E} levada em conta no momento em que se determina o fator de correção R_b , fator este que leva em conta a rigidez daquela camada. Para se obter R_b é necessário que se conheça a relação E_b/E_f , o que corresponde ao parâmetro x definido acima, para se obter R_b do gráfico correspondente.

b) Método de Aoki-Lopes

No método de Aoki-Lopes utilizou-se um programa para meio estratificado, composto de duas camadas. A primeira até a cota da base e a segunda a partir dessa cota. Como o método pressupõe o conhecimento do módulo de elasticidade, tomou-se como referência $E = 1000 \text{ tf/m}^2$ para a primeira camada e $1000 \text{ vezes } x$ para a camada de base, sendo x o parâmetro definido acima.

Após calculado o recalque, corrigiu-se o valor adotado com a relação entre os recalques calculado e medido, como está demonstrado no exemplo do Apêndice II.

Quanto ao diagrama de transferência de carga, adotou-se uma distribuição uniforme, uma vez que se constatou que a forma do diagrama tinha um efeito praticamente desprezível.

c) Método proposto

Para se levar em conta a compressibilidade da camada de base, o parâmetro x pode ser introduzido na equação (IV.27) do método proposto, obtendo-se a seguinte expressão para o cálculo do recalque total de uma estaca:

$$w = \frac{0,4 Q_b}{x \cdot E_f d} + \frac{1,8 Q_f}{L \cdot E_f} + (Q_b + 0,3 Q_f) \frac{L}{A \cdot E_p} \quad (\text{V.46})$$

Módulo de Elasticidade da Estaca

Ao se proceder a retro-análise de prova de carga sobre uma estaca, procurou-se separar a parcela de recalque proveniente do encurtamento elástico da estaca, a fim de se obter o deslocamento da ponta da estaca, devido à compressibilidade do solo.

O material das estacas analisadas, em sua maioria, é concreto armado, embora várias estacas tratadas como pré-moldadas são tubadas e algumas até tubulares. Para se chegar ao módulo de elasticidade do concreto empregou-se a expressão da NB-1

$$E = 21000 \sqrt{f_{ck} + 35} \text{ kgf/cm}^2 \quad (V.47)$$

Para o aço, adotou-se o valor característico $21,0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$.

Considerando-se as resistências típicas dos concretos nos diferentes tipos de estaca, chegou-se aos seguintes valores dos módulos de elasticidade:

Estacas pré-moldadas de concreto - $E = 3,0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

Estacas Franki e escavadas - $E = 3,5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

Estacas tubadas - $E = 4,0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

TIPO DE TERRENO	k(kgf/cm ²)
Areia	10,0
Areia siltosa	8,0
Areia silto-argilosa	7,0
Areia argilosa	6,0
Areia argilo-siltosa	5,0
Silte	4,0
Silte arenoso	5,5
Silte areno-argiloso	4,5
Silte argiloso	2,3
Silte argilo-arenoso	2,5
Argila	2,0
Argila arenosa	3,5
Argila areno-siltosa	3,0
Argila siltosa	2,2
Argila silto-arenosa	3,3

TABELA V.6 - Valores de K segundo Aoki-Velloso (1975).

5.2.2 - Fatores de Correlação Obtidos

Os valores de η mostrados aqui, foram resultantes de retro-análises em provas de carga, cuja única incôgnita era o Módulo de Young, E. Determinando-se E e conhecendo-se \bar{q}_c , chegava-se facilmente a um valor η , que representa a relação entre E e \bar{q}_c (Equação V.41). Um exemplo completo de retro-análise consta do Apêndice II.

Foi feito um tratamento estatístico com os valores de η , excluindo-se aqueles que se afastavam da média em mais ou menos um desvio padrão, garantindo-se assim, uma confiabilidade de pelo menos 68%. Além disto, procurou-se ajustar uma equação

para cada caso, a fim de se obter melhores resultados. Foram analisadas várias equações através do coeficiente de correlação, concluindo-se pela equação de uma reta, em todos os casos. As equações foram determinadas através do princípio da reta de mínimos quadrados.

Nas Tabelas (V.8), (V.9) e (V.10) estão reunidos os dados das estacas, dos perfis e das provas de carga utilizados nas retro-análises, para as estacas pré-moldadas, tipo Franki e escavadas, respectivamente. Para melhor entendimento, os dados estão agrupados da seguinte maneira:

COLUNA 1 - Referência usada pela firma executora ou bibliográfica;

COLUNA 2 - Q_h - carga de trabalho ou de ensaio;

COLUNA 3 - Q_f - carga transmitida pelo fuste, determinada pelo método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975);

COLUNA 4 - Q_b - parcela de carga de ponta, obtida pela subtração da parcela lateral;

COLUNA 5 - q_c - resistência de ponta do cone, obtido por correlação com o SPT;

COLUNA 6 - w_h - recalque medido na cabeça da estaca, durante a prova de carga, para o carregamento Q_h ;

COLUNA 7 - L - comprimento total da estaca;

COLUNA 8 - l - comprimento de fuste transmitindo carga lateralmente;

COLUNA 9 - D - diâmetro da estaca;

COLUNA 10 - E_p - módulo de elasticidade da estaca;

COLUNA 11 - ρ - encurtamento elástico da estaca;

COLUNA 12 - x - relação entre q_c do nível da base até quatro diâmetros abaixo e \bar{q}_c ao longo do fuste.

Nas Tabelas (V.11), (V.12) e (V.13) estão mostrados os resultados das retro-análises, para cada um dos métodos empregados, fornecendo-se os valores do Módulo de Young do solo (E_s) e da sua respectiva correlação (η) com q_c . No final de cada tabela encontra-se um resumo do tratamento estatístico, para cada método, com o valor de η médio encontrado e da equação que fornece melhores resultados.

5.2.3 - Correlações Obtidas

A fim de se avaliar as correlações obtidas, mostra-se as comparações entre os recalques calculados e medidos, plotados nos gráficos das Figuras (V.3), (V.4) e (V.5), para uma melhor visualização.

5.3 - RECALQUES DE GRUPOS

Como provas de carga em grupos de estacas dificilmente são realizadas, não se conseguiu reunir muitas dessas provas. Mesmo na literatura, não se tem muitos casos, ou alguns casos encontrados na literatura não contêm todos os elementos necessários. As três provas de carga em grupos, analisadas aqui, foram obtidas na literatura e são descritas a seguir.

Nestas previsões foi empregada a expressão (IV.32) que utiliza os resultados do SPT. Nos casos em que o ensaio de cone também era disponível, o seu uso na expressão (IV.33) não conduziu a resultados satisfatórios. Aparentemente, a correlação entre os dois tipos de ensaio embutida na segunda expressão não é satisfatória.

5.3.1 - Dias (1977)

Em sua tese de mestrado, Dias (1977) apresenta os resultados de uma prova de carga num reservatório cilíndrico em Alamoia, Santos (SP), cuja fundação é constituída por 97 estacas tubadas, cada uma suportando uma carga de 152 tf, com um comprimento de 45 m, sendo que nos primeiros 20 m o solo não oferece muita resistência (quase não há transferência de carga).

São os seguintes os elementos do cálculo de recalque (Figura V.2):

- Diâmetro do grupo: $B = 30 \text{ m}$
- Profundidade: $D = 45 \text{ m}$
- Carga: $97 \times 152 = 14.744 \text{ tf}$
- Índice médio no SPT: $N = 50$
- Pressão transmitida: como o atrito lateral só começa a ser significativo a partir de 20 m, considera-se um espraçamento de 7° a partir dessa profundidade.

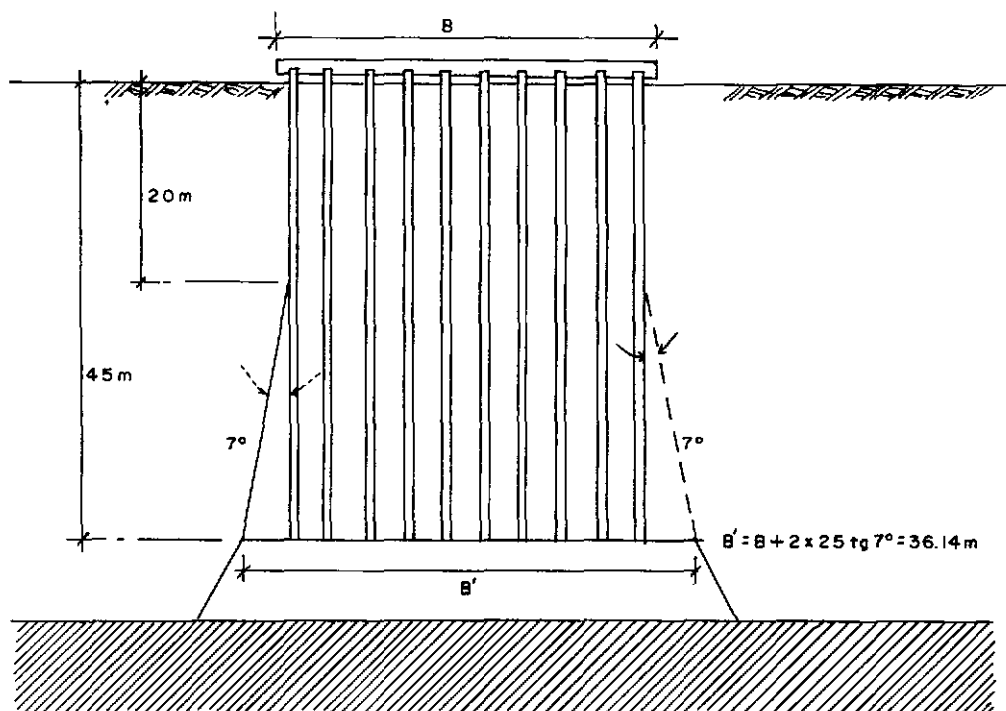


FIGURA V.2

$$B' = 30 + 2 \times 25 \times \text{tg } 7^\circ = 36,14 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi \cdot (36,14)^2}{4} = 1025,8 \text{ m}^2$$

$$p = \frac{14.744}{1025,8} = 14,37 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{- Fator de redu\c{c}\~ao: } I = 1 - \frac{D}{8B} = 1 - \frac{45}{8 \cdot 30} = 0,81$$

- Recalque do grupo:

$$w_g = \frac{8,5 P \sqrt{B}}{N} = \frac{8,5 \times 14,37 \times \sqrt{30}}{50} \times 0,81 = 10,83 \text{ mm}$$

Nesta prova de carga foi observado um recalque de 10,64 mm, praticamente igual ao recalque calculado.

5.3.2 - Koizumi e Ito (1967)

Koizumi e Ito (1967) apresentam resultados de uma prova de carga em grupo de estacas instrumentado, realizada na cidade de Tokyo, Japão, em 1962. O grupo era formado por estacas tubulares metálicas, de 30 cm de diâmetro e 5,5 m de comprimento, em número de nove, dispostas num grupo quadrado, com 90 cm entre centros, ou seja, três vezes o diâmetro da estaca.

O carregamento foi realizado de forma cíclica, em incrementos de 30 tf, até atingir a ruptura, com uma carga máxima de 225 tf. O ciclo de carregamento de 143 tf foi selecionado para a presente análise, por se supor que seria esta a carga de trabalho do grupo. O N_{SPT} foi obtido pelas correlações de Aoki-Velloso (1975), a partir do gráfico de resistência à penetração do cone.

São os seguintes os elementos do cálculo de recalque:

- Comprimento das estacas: $D = 5,55 \text{ m}$
- Largura do grupo: $B = 2,10 \text{ m}$

- Carga considerada: $Q = 143 \text{ tf}$
- Índice médio no SPT: $\bar{N} = 2$
- Pressão transmitida: sendo o solo homogêneo, considerou-se um espalhamento de 7° desde a superfície:

$$B' = 2,10 + 2 \times 5,55 \times \operatorname{tg} 7^\circ = 3,46 \text{ m}$$

$$A = (3,46)^2 = 11,97 \text{ m}^2$$

$$p = \frac{143}{11,97} = 11,95 \text{ tf/m}^2$$

- Comprimento efetivo: $D' = \frac{2}{3} \times 5,55 = 3,7 \text{ m}$
- Fator de redução: $I = 1 - D'/8B = 1 - \frac{3,7}{8 \times 2,10} = 0,78$
- Recalque do grupo: $w_g = \frac{8,5 \times 11,95 \times \sqrt{2,1}}{2} \times 0,78 = 57,4 \text{ mm}$

Nesta prova de carga foi observado um recalque de 60 mm, muito próximo, portanto, do recalque calculado.

5.3.3 - Koerner e Partos (1974)

Koerner e Partos (1974) relatam os recalques sofridos por um edifício, fundado sobre 132 estacas, funcionando como um imenso grupo, trabalhando praticamente de ponta. O recalque do edifício foi monitorado durante e após a construção, até que cessou, envolvendo um período de mais de dois anos.

São os seguintes os elementos do cálculo de recalque:

- Largura do grupo: $B = 34 \text{ m}$
- Comprimento das estacas: $D = 7,6 \text{ m}$
- Carga: $Q = 132 \times 120 = 15.840 \text{ tf}$
- Área: $A = 748 \text{ m}^2$
- Índice médio no SPT: $N = 20$
- Pressão transmitida: como se trata de um grupo de grandes dimensões, a pressão será simplesmente p/A :

$$p = \frac{15840}{748} = 21,17 \text{ tf/m}^2$$

- Fator de redução: $I = 1 - \frac{D}{8B} = 1 - \frac{7,6}{8 \times 34} = 0,97$
- Recalque do grupo: $w_g = \frac{8,5 \times 21,17 \times \sqrt{34}}{20} \times 0,97 = 50,9 \text{ mm}$

Nesta monitoração foi observado um recalque de 64 mm, bem próximo, portanto, do recalque calculado.

5.4 - AVALIAÇÃO

5.4.1 - Valores de η

Os valores de η obtidos nas retro-análises mostram-se bastante diferentes para os tipos de estacas analisados. Os valores para estacas tipo Franki são bem maiores que de estacas pré-moldadas. Isto se explica pelo fato de as estacas tipo Franki, pelo seu próprio processo de execução, compactarem mais o terreno, melhorando em muito as suas propriedades de deformação.

Quanto às estacas escavadas, os valores de η elevados obtidos nas retro-análises, se devem, provavelmente, aos pequenos valores de recalque de cabeça e da ponta (calculados), o que faz com que haja pouca sensibilidade no cálculo. Uma avaliação melhor só seria possível com mais provas de carga com medição de recalque na ponta e levadas a níveis de carga que produzissem maiores recalques.

Quanto à variação do valor de η entre os métodos, excetuando-se as estacas escavadas que, conforme mencionado, não são confiáveis, pode-se concluir que esta variação não é grande para estacas pré-moldadas. Para estacas tipo Franki, o método expedito proposto indicou valores maiores que os outros métodos. Isto deve, provavelmente, ao fato de o método estar sendo usado em situação em que o material sob a ponta da estaca é bem menos compressível que ao longo do fuste (em parte devido ao processo de instalação da estaca). Nesta situação, conforme mencionado na página 46, o método não é indicado.

5.4.2 - Recalques de Estacas Isoladas

Os gráficos das Figuras (V.3), (V.4) e (V.5) mostram a aproximação de cada método, com sua respectiva correlação de E com q_c . Os recalques calculados, quanto mais próximos dos medidos, mais se aproximam da reta com inclinação de 45° . (Os valores inferiores aos medidos encontram-se abaixo e os que os superam acima da reta). Observa-se uma incidência bem acentuada de pontos próximos à reta de 45° . Considerando-se que a confiabilidade inicial das correlações foi de 68%, conclui-se que as previsões de recalques para estacas isoladas, utilizando as correlações obtidas, resultaram muito boas.

5.4.3 - Recalques de Grupos

Dentre os métodos encontrados para previsão de recalques de grupos, foi dada ênfase ao de Meyerhof (1976), por utilizar resultados de ensaios de penetração dinâmica (SPT), ensaio este mais difundido no Brasil. Os resultados das previsões feitas, comparadas aos recalques medidos, nas provas de carga analisadas, estão resumidos na Tabela (V.7). Considerando que essas previsões são geralmente feitas entre largos limites, os resultados mostram que o método é capaz de previsões muito boas.

REFERÊNCIA	w_g (mm)	w_m (mm)	w_g/w_m
DIAS, Claudio R. (1979)	10,83	10,64	1,02
KOIZUMI-ITO (1967)	57,4	60,00	0,96
KOERNER-PARTOS (1974)	50,9	64,00	0,79

TABELA V.7 - Recalques de grupos

w_g = recalque calculado; w_m = recalque medido

OBS.: Os recalques calculados pela expressão (IV.32) foram considerados como ocorrendo no topo, não se considerando necessário somar-se a eles o encurtamento elástico das estacas.

Nº	REFERÊNCIA DA FIRMA OU BIBLIOGRÁFICA	Q_h (tf)	Q_f (tf)	Q_b (tf)	τ_c (kgf/cm ²)	w_h (mm)	L (m)	ℓ (m)	D (cm)	E_p (kgf/cm ²)	p (mm)	x
1	T/ER-1576	40,0	21,7	18,3	16,75	3,6	8,0	8,0	26	3 x 10 ⁵	1,25	4,27
2	T/ER-1576	40,0	39,0	1,0	33,2	3,3	17,5	17,5	26	3 x 10 ⁵	1,39	1,82
3	T/ER-157/1	110,0	38,7	71,3	25,0	4,8	11,5	11,5	56,3	3 x 10 ⁵	1,27	2,24
4	T/ER-1493/1	130,0	130	0	53,7	4,0	24,7	23,5	53,4	3 x 10 ⁵	1,36	18,4
5	T/ER-1493/1	130,0	127,6	2,4	30,0	12,06	23,9	23,9	53,4	3 x 10 ⁵	1,45	2,24
6	T/ER-1401	170,0	68,3	101,7	40,28	2,6	21,2	21,2	60,0	3 x 10 ⁵	3,05	3,0
7	T/ER-1401	170,0	43,9	126,1	32,75	2,6	17,0	17,0	60,0	3 x 10 ⁵	2,79	4,15
8	PV2-NB	250,0	250,0	0	62,4	6,55	45,0	35,0	65,0	21 x 10 ⁵	0,38	2,99
9	PV2-ER	250,0	250,0	0	62,4	6,70	45,0	35,0	65,0	21 x 10 ⁵	0,38	2,99
10	PV2-EQ	250,0	250,0	0	62,4	5,75	45,0	35,0	65,0	21 x 10 ⁵	0,38	2,99
11	PV3-NB	250,0	250,0	0	35,94	4,20	43,0	42,0	65,0	21 x 10 ⁵	0,45	3,21
12	PV3-ER	250,0	250,0	0	35,95	5,60	43,0	42,0	65,0	21 x 10 ⁵	0,45	3,21
13	PV3-EQ	250,0	250,0	0	35,95	3,50	43,0	42,0	65,0	21 x 10 ⁵	0,45	3,21
14	F/R.11/77-20	157,08	157,08	0	48,55	6,68	46,0	42,0	45,7	4,0 x 10 ⁵	3,35	6,45
15	F/R.11/77-177	96,76	96,76	0	49,30	5,94	41,4	36,5	35,6	4,0 x 10 ⁵	2,84	3,19

TABELA V.8 - Resumo dos relatórios das provas de carga - Estacas prē-moldadas

continua...

Nº	REFERÊNCIA DA FIRMA OU BIBLIOGRÁFICA	Q_h (tf)	Q_f (tf)	Q_b (tf)	q_c (kgf/cm ²)	w_h (mm)	L (m)	ℓ (m)	D (cm)	E_p (kgf/cm ²)	ρ (mm)	x
16	F/R.11/77-140	157,08	152,8	4,28	38,65	8,48	45,3	45,3	45,7	$4,0 \times 10^5$	3,84	7,04
17	F/R.11/77-13	150,8	150,8	0	61,32	8,24	45,6	36,0	40,6	$4,0 \times 10^5$	3,52	3,28
18	F/R.11/77-145	46,45	46,45	0	34,20	1,90	46,2	34,0	35,6	$4,0 \times 10^5$	1,27	8,18
19	F/R.11/77-126	46,45	46,45	0	34,40	1,12	43,6	32,0	35,6	$4,0 \times 10^5$	1,19	8,83
20	F/R.11/77-164	94,25	94,25	0	41,47	4,84	44,6	39,0	35,6	$4,0 \times 10^5$	2,95	5,98
21	F/R.11/77-E1	118,3	118,3	0	43,97	4,35	43,1	41,6	40,6	$4,0 \times 10^5$	3,21	6,32
22	F/R.11/77-E61	97,0	97,0	0	41,72	6,83	45,0	41,0	35,6	$4,0 \times 10^5$	3,19	5,70
23	F/R.11/77-237	125,66	125,66	0	42,71	6,44	46,8	39,2	40,6	$4,0 \times 10^5$	3,21	5,32
24	F/R.11/77-16	125,66	125,66	0	52,20	6,01	47,0	39,5	40,6	$4,0 \times 10^5$	3,24	5,28
25	F/R.11/77-52	125,66	125,66	0	53,36	5,09	46,1	37,5	40,6	$4,0 \times 10^5$	3,07	3,71
26	F/R.11/77-52PT	94,25	94,25	0	44,65	4,59	42,8	33,2	35,6	$4,0 \times 10^5$	2,51	5,48
27	T/RJ.5321-5	40,0	29,8	10,2	111,0	4,4	13,8	13,8	10,6	3×10^5	10,8	0,4
28	T/MG.1182-65	50,0	50,0	0	134,6	7,0	12,0	3,0	28,21	3×10^5	0,24	0,24
29	T/MG.1182-37	30,0	30,0	0	81,76	3,44	10,55	4,1	22,57	3×10^5	0,31	0,6
30	T/MG.1182-83	50,0	50,0	0	58,3	5,25	12,70	6,65	28,21	3×10^5	0,53	0,37
31	T/MG.1170-89	40,0	40,0	0	176,0	2,65	13,8	9,43	25,0	3×10^5	0,77	3,5
32	T/MG.1170-4	30,0	30,0	0	176,0	1,30	12,7	9,18	25,0	3×10^5	0,56	3,5

Nº	REFERÊNCIA DA FIRMA OU BI-BLIOGRÁFICA	Q_h (tf)	Q_f (tf)	Q_b (tf)	\bar{q}_c (kgf/cm ²)	w_n (mm)	L (m)	ℓ (m)	D (cm)		E_p (kgf/cm ²)	ρ (mm)	x
									FUSTE	BASE			
1	T/RJ.61891.274	110,0	105,7	4,3	240,0	2,50	8,5	8,5	52	94	$3,5 \times 10^5$	0,41	0,44
2	T/ES.212-1104	120,0	114,0	6,0	59,95	2,80	19,4	19,4	60	100	$3,5 \times 10^5$	0,79	5,78
3	T/ES.212-1106	120,0	70,6	49,4	59,95	3,30	12,6	12,6	60	100	$3,5 \times 10^5$	0,89	5,78
4	T/ES.212-1107	120,0	52,6	67,4	59,95	4,00	10,2	10,2	60	100	$3,5 \times 10^5$	0,86	5,78
5	T/ER-1401	170,0	36,3	133,7	58,33	3,50	12,5	12,5	60	94	$3,5 \times 10^5$	1,83	3,29
6	NIYAMA-78	160,0	117,0	43,0	121,0	3,40	11,3	11,3	60		$3,5 \times 10^5$	0,89	1,79
7	F/PL-29096	51,1	5,3	45,8	9,8	18,47	16,0	16,0	35	82	$3,5 \times 10^5$	2,25	7,32
8	F/PL-28974	51,1	8,1	43,0	9,73	4,13	16,0	16,0	35	82	$3,5 \times 10^5$	2,16	9,73
9	F/PL-28930	74,1	12,2	61,9	15,0	4,60	16,5	16,5	40	88	$3,5 \times 10^5$	2,46	5,86
10	F/REL.123	51,5	51,5	0	67,28	1,87	13,7	12,7	35	70	$3,5 \times 10^5$	0,58	5,35
11	F/REL.023	40,0	15,5	24,5	21,3	2,48	15,0	15,0	35	80	$3,5 \times 10^5$	1,29	1,97
12	F/REL.177	51,5	7,5	44,0	9,65	2,06	12,5	12,5	35	64	$3,5 \times 10^5$	1,71	9,57
13	F/REL.50	130,0	111,4	18,6	51,86	2,50	27,0	27,0	52	94	$3,5 \times 10^5$	1,89	3,85
14	F/PL-27171	35,77	4,4	31,37	24,32	3,10	15,3	15,3	30	56	$3,5 \times 10^5$	2,02	7,31

TABELA V.9 - Resumo dos relatórios das provas de carga - Estacas Franki

continuação da Tabela V.9

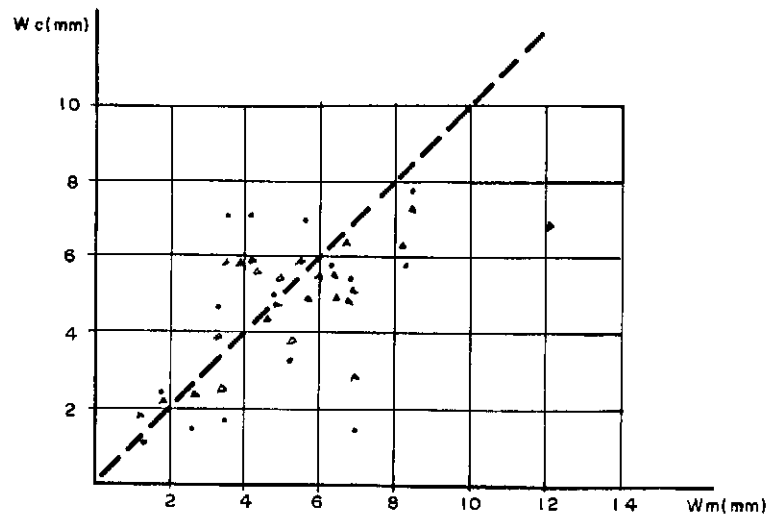
Nº	REFERÊNCIA DA FIRMA OU BIBLIOGRÁFICA	Q _h (tf)	Q _f (tf)	Q _b (tf)	\bar{q}_c (kgf/cm ²)	w _n (mm)	L (m)	ℓ (m)	D (cm)		E _p (kgf/cm ²)	ρ (mm)	x
									FUSTE	BASE			
15	F/MG-619	40,0	16,8	23,2	22,98	0,91	8,0	8,0	35	70	3,5 x 10 ⁵	0,67	1,50
16	F/MG-27169	35,0	1,2	33,8	14,39	4,00	15,3	15,3	30	56	3,5 x 10 ⁵	2,11	19,22
17	F/PR-285	55,0	32,1	22,9	30,34	2,40	19,0	19,0	40	40	3,5 x 10 ⁵	1,40	3,56
18	F/PL-20657	119,32	9,70	109,62	8,42	7,10	19,5	19,5	52	112	3,5 x 10 ⁵	2,95	8,90
19	F/PL-20738	119,32	11,9	107,42	7,36	6,40	18,5	18,5	52	112	3,5 x 10 ⁵	2,76	4,07
20	F/PL-27170	35,0	4,0	31,0	11,38	4,00	15,3	15,3	30	56	3,5 x 10 ⁵	1,99	13,35
21	F/PL-4492	170,0	96,1	73,9	35,97	6,50	23,8	23,8	60	94	3,5 x 10 ⁵	2,47	1,00
22	F/REL.046	41,2	17,82	23,38	25,72	1,04	15,7	15,7	35	70	3,5 x 10 ⁵	1,34	3,80
23	F/REL-145	51,5	12,7	38,8	16,74	2,00	12,4	12,4	35	64	3,5 x 10 ⁵	1,57	2,50
24	F/PL-28901	89,42	7,1	82,32	9,54	4,66	16,5	16,5	45	82	3,5 x 10 ⁵	2,50	8,48
25	F/PL-26977	130,0	18,3	111,7	13,08	1,50	9,5	9,5	60	104	3,5 x 10 ⁵	1,12	1,46
26	F/REL-197	50,0	11,8	38,2	14,78	2,06	14,8	14,8	35	70	3,5 x 10 ⁵	1,83	2,64
27	T/RJ.5321-E47	70,0	70,0	0	117,49	0,85	11,19	11,19	40	88	3,5 x 10 ⁵	0,53	21,0
28	T/RJ.61892-274	110,0	110,0	0	270,0	2,50	8,50	7,20	52	82	3,5 x 10 ⁵	0,32	0,55
29	T/RJ.5321-05	130,0	53,8	76,2	36,84	1,30	7,20	7,20	52	94	3,5 x 10 ⁵	0,89	8,96

Continua....

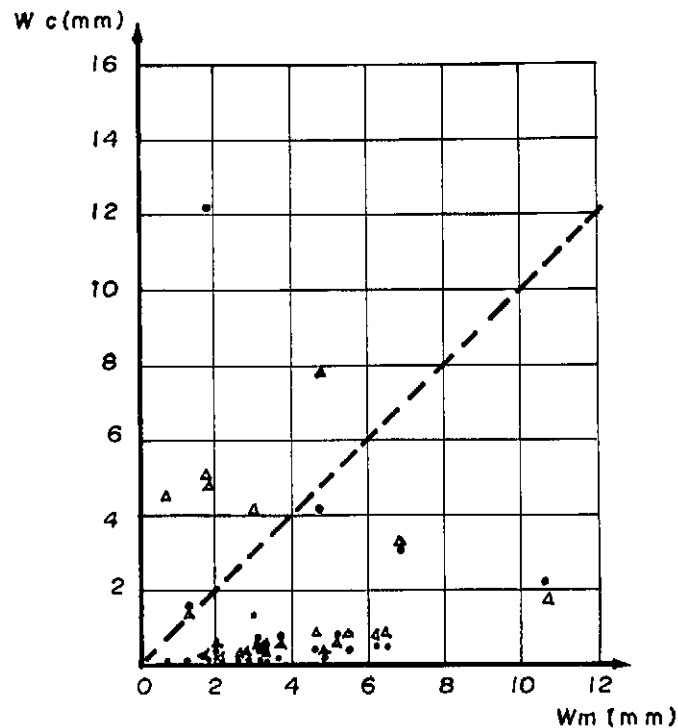
Nº	REFERÊNCIA DA FIRMA OU BI- BLIOGRÁFICA	Q_h (tf)	Q_f (tf)	Q_b (tf)	\bar{q}_c (kgf/cm ²)	w_n (mm)	L (m)	ℓ (m)	D (cm)		E_p (kgf/cm ²)	ρ (mm)	x
									FUSTE	BASE			
30	T/RJ.5321- 24B	130,0	61,7	68,3	72,27	1,70	9,10	9,10	52	104	$3,5 \times 10^5$	1,06	1,50
31	T/RJ.6189- 265	110,0	11,2	98,8	14,43	10,5	4,20	4,20	52	82	$3,5 \times 10^5$	0,57	36,6

Nº	REFERENCIA DA FIRMA OU BIBL.	Q _h (tf)	Q _f (tf)	Q _p (tf)	q _c (kgf/cm ²)	w _h (mm)	L (m)	ℓ (m)	D (cm)	E _p (kgf/cm ²)	ρ (mm)	x
1	Silva (82)	500,0	401,9	98,1	75,19	2,2	27,0	27,0	120	3,5 x 10 ⁵	1,49	1,08
2	Silva (82)	350,0	133,25	216,75	60,47	10,0	6,0	6,0	120	3,5 x 10 ⁵	0,39	9,92
3	Silva (82)	600,0	308,0	292,0	68,25	5,0	22,5	22,5	120	3,5 x 10 ⁵	2,18	3,23
4	Silva (82)	600,0	267,0	333,0	102,97	5,0	15,7	15,7	120	3,5 x 10 ⁵	1,64	3,57
5	Fountoura (82)	600,0	316,0	284,0	69,20	5,7	22,0	22,0	120	3,5 x 10 ⁵	2,10	1,88
6	Velloso (78)	624,0	548,4	75,6	57,03	2,45	44,8	44,8	159	3,5 x 10 ⁵	1,55	1,37
7	Velloso (78)	624,0	472,0	152,0	48,19	2,57	42,6	42,6	159	3,5 x 10 ⁵	1,80	2,96
8	Dias (79)	1000,0	1000,0	0	186,10	2,85	53,55	43,3	165	3,5 x 10 ⁵	1,74	5,20
9	Dias (79)	1000,0	1000,0	0	166,20	2,65	52,0	47,2	165	3,5 x 10 ⁵	1,89	5,15
10	Da Rin et al(83)	1000,0	1000,0	0	160,0	3,00	51,0	51,0	160	3,5 x 10 ⁵	2,53	4,61
11	Da Rin et al(83)	1000,0	1000,0	0	160,0	2,90	52,0	52,0	160,0	3,5 x 10 ⁵	2,21	4,61
12	Da Rin et al(83)	1000,0	1000,0	0	160,0	3,60	52,0	52,0	160,0	3,5 x 10 ⁵	2,21	4,61
13	Da Rin et al(83)	1000,0	1000,0	0	160,0	2,65	52,0	52,0	160,0	3,5 x 10 ⁵	2,21	4,61
14	Velloso et al (75) etc.	80,0	59,0	21,0	73,98	2,20	6,0	6,0	90,97	3,5 x 10 ⁵	0,10	1,19
15	T/RJ.5557/2	80,0	80	0	70,52	1,05	15,70	6,0	80	3,5 x 10 ⁵	0,08	3,27
16	T/MG.1154	180,0	0	180,0	46,2	0,26	5,9	5,9	100	3,5 x 10 ⁵	0,04	1,51

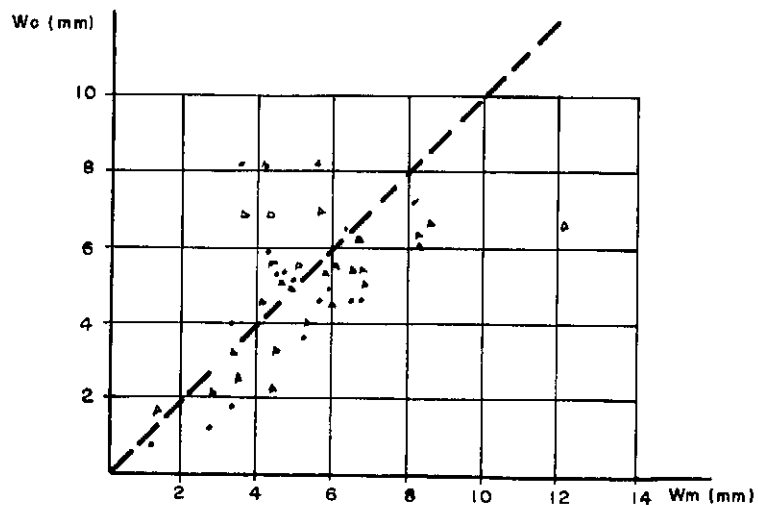
TABELA V.10 - Resumo dos relatórios das provas de carga - Estacas escavadas



a) MÉTODO PROPOSTO



c) MÉTODO DE AOKI-LOPES



b) MÉTODOS DE POULOS

LEGENDAS:

- $Es = \bar{n} \times qc$
- ◄ $Es = \text{equação de uma reta}$

FIG. V.3 RECALQUES PREVISTOS x MEDIDOS

ESTACAS PRÉMOLDADAS

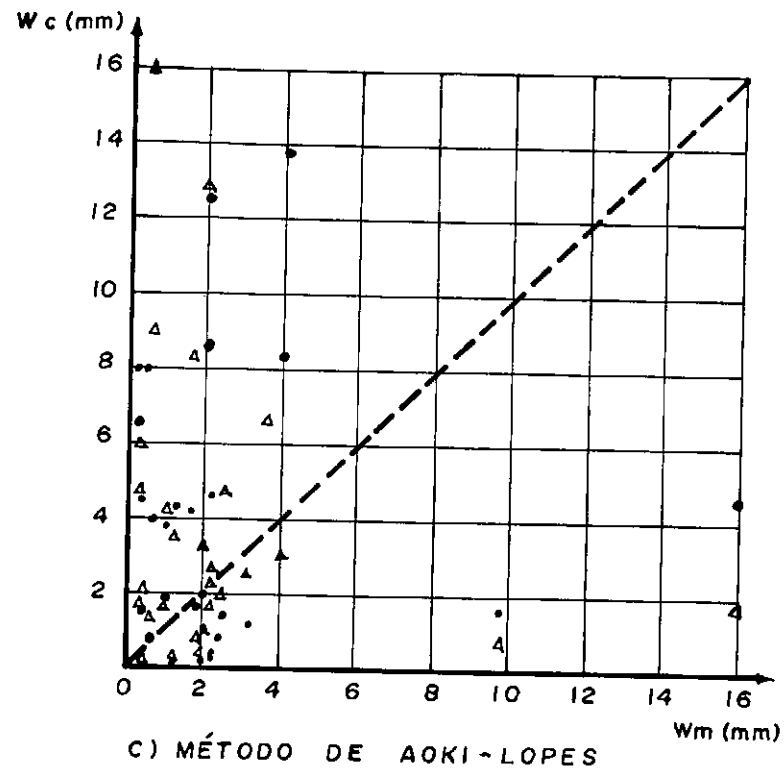
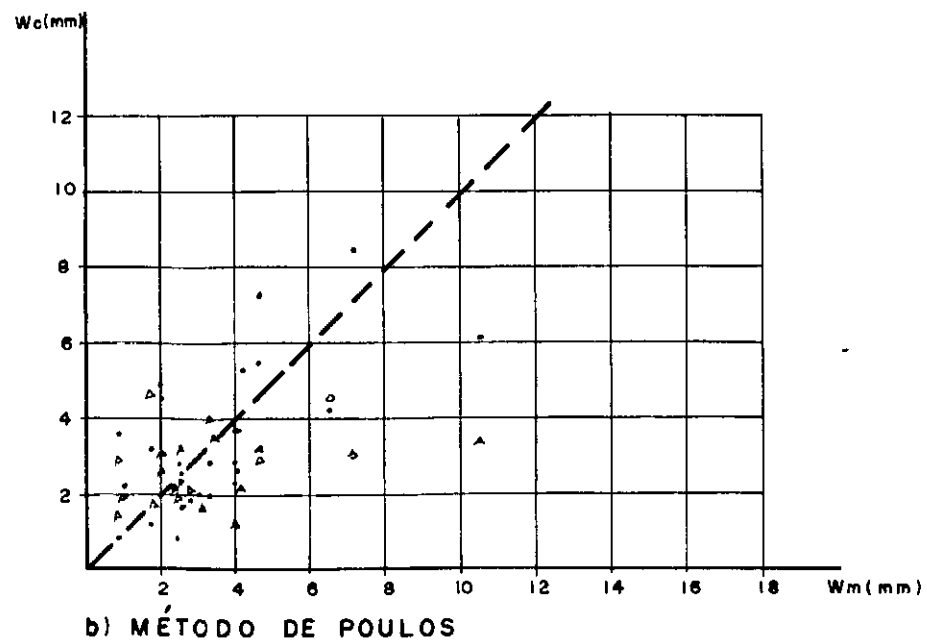
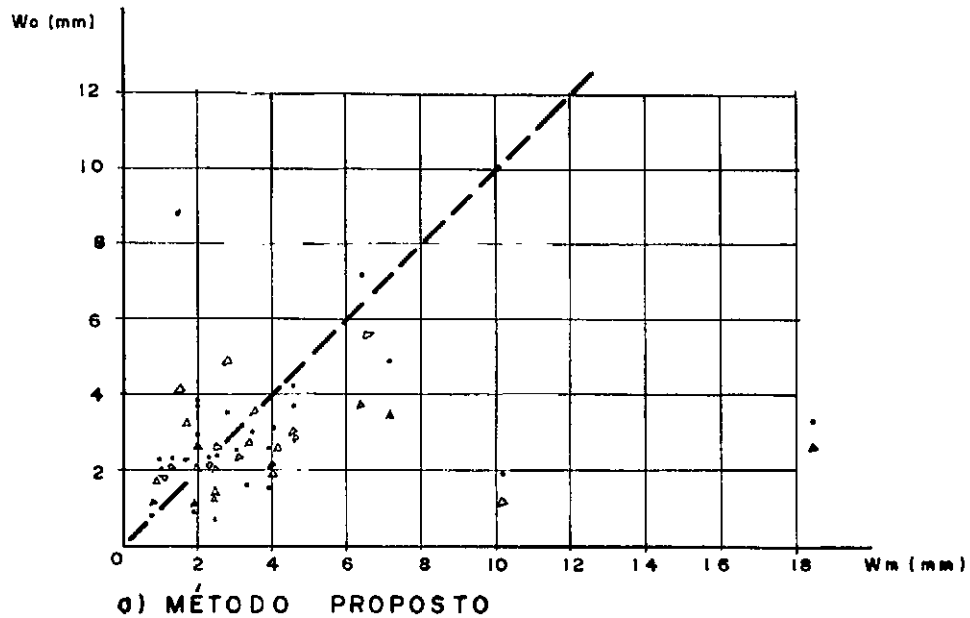
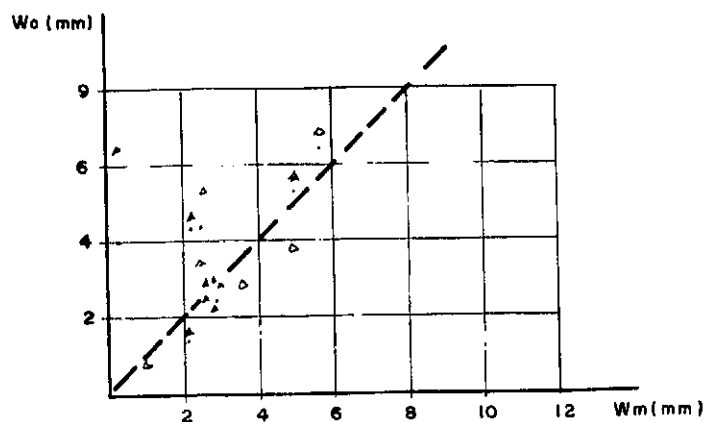
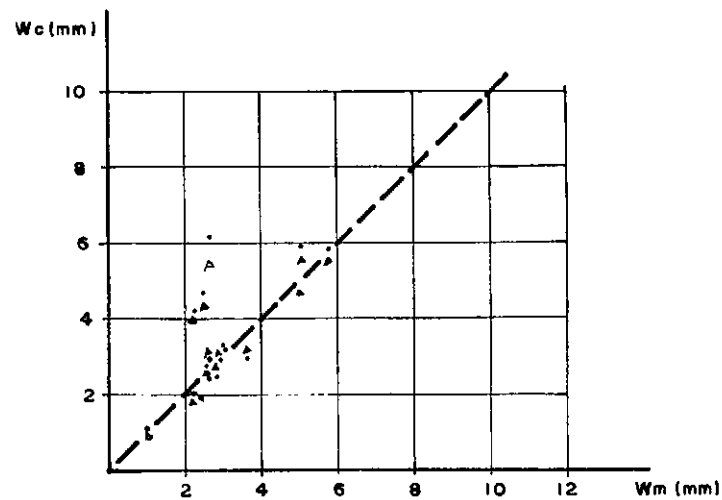


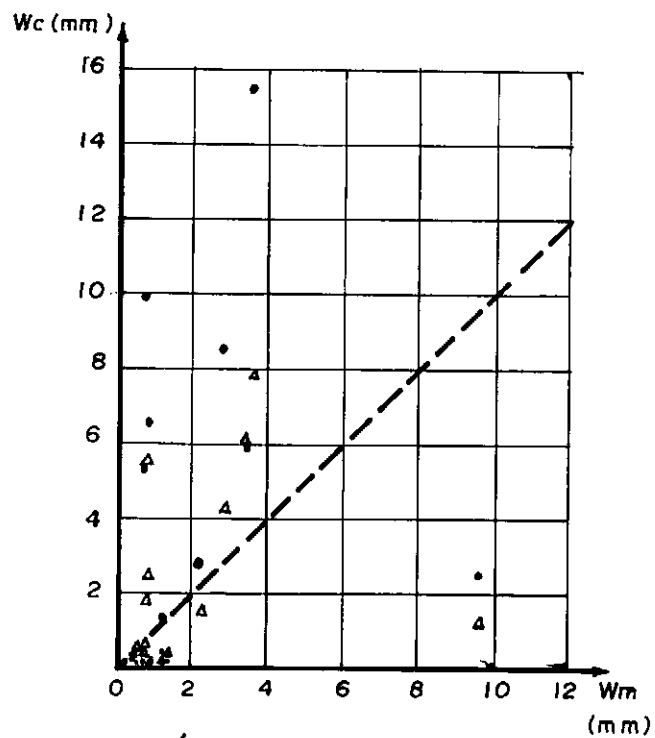
FIGURA V.4 RECAQUES PREVISTOS x MEDIDOS -
ESTACAS FRANKI



a) MÉTODO PROPOSTO



b) MÉTODO DE POULOS



c) MÉTODO DE AOKI-LOPES

FIGURA V.5 R.PxM. - ESTACAS ESCAVADAS

Nº	q_c kg/cm ²	MÉTODO PROPOSTO(1)		AOKI-LDPES (2)		POULOS (3)	
		E_s (kg/cm ²)	η	E_s (kg/cm ²)	η	E_s (kg/cm ²)	η
01	16,7	487,5	29,10	367,0	21,94	325,9	19,45
02	33,2	255,0	7,68	141,8	4,27	201,9	6,08
03	25,0	813,8	32,55	747,0	29,90	375,2	15,00
04	53,7	359,4	6,69	11,4	0,21	277,7	5,17
05	30,0	98,1	3,27	36,7	1,23	106,0	3,53
06	40,3	-	-	-	-	621,4	15,43
07	32,7	-	-	-	-	733,4	22,39
08	62,4	162,0	2,60	-	-	218,7	3,50
09	62,4	158,1	2,53	-	-	213,7	3,42
10	62,4	186,1	2,98	14,9	0,24	249,1	3,39
11	35,9	279,2	7,76	21,3	0,59	341,0	9,48
12	35,9	203,3	5,65	15,5	0,43	255,7	7,11
13	35,9	343,3	9,55	26,2	0,73	409,2	11,38
14	48,5	184,7	3,80	-	-	223,4	4,60
15	49,3	135,6	2,75	19,4	0,95	198,9	4,03
16	61,3	142,5	3,68	19,4	0,50	208,9	3,40
17	38,6	125,6	2,05	-	-	164,2	4,25
18	34,2	286,9	8,39	-	-	498,9	14,60
19	34,4	-	-	-	-	464,2	13,50
20	41,5	201,7	4,86	10,6	0,25	224,6	5,41
21	43,9	434,3	9,87	-	-	290,6	6,61
22	41,7	106,8	2,56	-	-	163,8	3,93
23	42,7	149,9	3,51	6,2	0,26	208,5	4,88
24	52,2	173,7	3,33	-	-	223,5	4,28
25	53,4	243,6	4,56	34,6	0,64	263,8	4,94
26	44,6	191,0	4,30	14,4	0,32	250,8	5,61
27	111,0	-	-	-	-	280,7	2,53
28	134,6	110,9	0,82	207,1	1,53	173,4	1,30
29	81,7	163,4	1,99	115,0	1,40	229,1	2,80
30	58,3	150,2	2,57	173,7	2,98	196,4	3,37
31	176,0	277,3	1,57	26,6	0,21	428,9	2,43
32	176,0	575,4	3,27	54,0	0,43	693,0	3,93

(1) MÉTODO PROPOSTO: -Desvio padrão= 8,57; $\eta \leq 15,70$; $\bar{\eta} = 4,33$

-Reta de mínimos quadrados: $E_s = 159 + 0,98 \times \bar{q}_c$

(2) AOKI-LDPES: - $\bar{\eta} = 3,45$ se considerados todos os valores

$\bar{\eta} = 1,0$ se descartados os valores fora do desvio padrão

- Reta de mínimos quadrados: $E_s = 151,4 - 0,8 \times \bar{q}_c$.

(3) POULOS: -Desvio padrão = 5,25; $1,7 \leq \eta \leq 12,2$; $\bar{\eta} = 4,83$

-Reta de mínimos quadrados: $E_s = 128 + 2,2 \times \bar{q}_c$

Nº	q_c kg/cm ²	MÉTODO PROPOSTO (1)		AOKI-LOPES (2)		POULOS (3)	
		E_s (kg/cm ²)	η	E_s (kg/cm ²)	η	E_s (kg/cm ²)	η
01	240,0	1431,8	5,97	275,0	1,02	1061,1	4,42
02	59,9	560,1	9,34	24,8	0,41	457,6	7,60
03	59,9	657,3	10,96	141,0	2,35	546,2	9,11
04	59,9	542,7	9,05	143,0	2,39	410,6	6,84
05	58,3	1931,0	33,10	874,0	14,98	7295,0	125,00
06	121,0	1381,5	11,41	418,0	3,45	712,1	5,88
07	9,8	47,8	4,87	16,0	1,60	32,1	3,27
08	9,7	308,4	31,08	10,1	1,04	127,5	13,11
09	15,0	555,7	37,04	196,0	13,08	187,3	12,48
10	67,3	526,5	7,83	23,2	0,34	443,1	6,58
11	21,3	1360,4	63,86	462,0	21,70	249,5	11,71
12	9,6	1845,9	191,28	-	-	391,0	40,50
13	51,8	1825,5	35,20	393,4	7,58	524,4	10,11
14	24,3	578,6	23,79	259,0	10,66	160,3	6,59
15	22,9	8973,8	390,50	-	-	982,3	42,79
16	14,4	131,7	9,15	63,5	4,41	85,3	5,93
17	30,3	952,4	31,39	690,0	22,74	306,7	9,90
18	8,4	250,0	29,69	101,2	12,00	104,4	12,40
19	7,4	589,9	80,16	263,0	35,80	182,6	24,80
20	11,4	177,6	15,60	69,6	6,12	84,4	7,41
21	35,9	140,3	39,00	744,0	20,70	347,6	6,88
22	25,8	-	-	-	-	584,4	22,72
23	16,7	4543,7	271,43	-	-	426,2	25,46
24	9,5	436,0	45,70	226,8	23,77	153,0	16,04
25	13,0	14525,9	1110,50	-	-	1358,2	103,80
26	14,7	7970,1	539,25	-	-	338,1	22,87
27	117,5	3566,5	30,36	31,2	0,26	1174,7	10,00
28	270,0	1068,3	3,96	238,2	0,88	1021,3	3,78
29	36,8	4929,6	133,80	804,8	21,80	1016,5	27,59
30	72,3	7411,9	102,56	2687,5	37,18	1369,2	18,94
31	14,4	69,3	4,80	14,1	0,98	86,9	6,03

(1) MÉTODO PROPOSTO: - Desvio padrão = 87,72; $\eta \leq 147,11$; $\bar{\eta} = 32,39$

- Reta de mínimos quadrados: $E_s = 1012 + 5,16 \times \bar{q}_c$

(2) AOKI - LOPES: - Desvio padrão = 11,0; $\eta \leq 21,7$; $\bar{\eta} = 6,29$

- Reta de mínimos quadrados: $E_s = 140 + 0,62 \times \bar{q}_c$

(3) POULOS : - Desvio padrão = 10,22; $3,65 \leq \eta \leq 24,07$; $\bar{\eta} = 10,31$

- Reta de mínimos quadrados: $E_s = 213 + 4,0 \times \bar{q}_c$

Nº	q_c kg/cm ²	MÉTODO PROPOSTO(1)		AOKI-LOPES (2)		POULOS (3)	
		E_s (kg/cm ²)	η	E_s (kg/cm ²)	η	E_s (kg/cm ²)	η
01	75,1	8055,5	107,13	-	-	1583,3	21,06
02	60,4	491,7	8,13	82,2	1,35	199,5	3,30
03	68,2	1945,8	28,51	1070,0	15,60	884,0	12,95
04	102,9	1835,6	17,83	937,5	9,10	1108,0	10,76
05	69,2	2120,0	30,64	1547,0	22,30	775,5	11,20
06	57,0	3981,6	69,22	2133,0	37,40	1203,1	21,09
07	48,2	4266,5	88,53	1857,0	38,50	1266,7	26,28
08	18,6	3016,6	16,21	126,1	0,67	1821,8	7,79
09	166,2	4567,1	27,48	171,0	1,03	1875,1	11,28
10	160,0	7509,4	46,93	276,0	1,72	1852,5	11,58
11	160,0	5016,7	31,35	130,4	0,81	1798,4	11,24
12	160,0	2490,3	15,56	64,7	0,40	1448,7	9,05
13	160,0	7867,1	49,17	204,5	1,28	1968,1	12,30
14	73,9	1213,5	16,40	533,0	7,20	757,6	10,24
15	70,5	947,4	13,43	92,7	1,31	844,2	11,97
16	46,2	767,0	16,60	-	-	13285,0	287,50

(1) MÉTODO PROPOSTO: - Desvio padrão = 28,0; $8,4 \leq \eta \leq 64,56$; $\bar{\eta} = 25,84$

- Reta de mínimos quadrados: $E_s = 34,5 \times \bar{q}_c - 817$

(2) AOKI-LOPES : - Desvio padrão = 13,0; $\eta \leq 22,9$; $\bar{\eta} = 5,23$

- Reta de mínimos quadrados: $E_s = 1066 - 5,26 \times \bar{q}_c$

(3) POULOS: - Desvio padrão = 5,59; $7,21 \leq \eta \leq 18,39$; $\bar{\eta} = 10,94$

- Reta de mínimos quadrados: $E_s = 106,3 + 10,14 \times \bar{q}_c$

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 - EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO

Pela análise das provas de carga fornecidas pelo DERSA, concluiu-se que quanto mais rápidos os estágios de carregamento numa prova de carga, menores serão os recalques observados e mais elevadas as cargas de ruptura. Por limitação dos dados, estas diferenças não puderam ser quantificadas.

Analisando-se as provas de carga fornecidas pela TECNOSOL0, concluiu-se que a maior parte não teve completa estabilização, quando analisadas segundo um gráfico recalque versus logarítimo do tempo. Para terrenos predominantemente arenosos, o critério da NB-6121/80 pode ser considerado satisfatório. Para terrenos predominantemente argilosos, seria aconselhável que cada estágio de carregamento tivesse duração de pelo menos uma hora e que, além disto, fosse acompanhado por uma curva recalque versus logarítimo do tempo.

Um estudo das curvas recalque versus logarítimo do tempo mostrou que um coeficiente de fluência da ordem de 0,2 mm no intervalo 10-100 min indica uma estabilização a médio prazo; valores superiores a este estão associados a uma ruptura se a carga for mantida por mais tempo. O atual critério de estabilização da NBR-6121/80 é frequentemente atendido com coeficientes de fluência bem superiores a este.

6.2 - MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES COM MÓDULOS OBTIDOS POR CORRELAÇÕES COM ENSAIOS DE PENETRAÇÃO

Quanto às correlações encontradas entre o Módulo de Young do solo e a resistência de ponta do cone, houve uma pequena variação de um método para outro, mas uma variação grande entre os tipos de estacas. As previsões feitas com as correlações obtidas resultaram boas, apesar de que algumas ainda conduziram a recalques inferiores aos medidos. Para utilização prática, recomenda-se que sejam empregados valores de η ligeiramente menores que os encontrados, conforme Tabela (VI.1), para se obter recalques calculados um pouco maiores, o que estaria do lado da segurança. (Os valores de η obtidos para estacas escavadas foram considerados não confiáveis e, portanto, não incluídos na tabela.)

As equações obtidas para uma reta com intercepto deram resultados muito pouco melhores do que aquelas sem intercepto.

TIPO DE ESTACA	MÉTODO EMPREGADO		
	MÉTODO PROPOSTO	AOKI-LOPES	POULOS
Prē-Moldadas	4,0	3,4	4,5
Franki	Não se aplica	6,2	10,0

TABELA VI.1 - Valores de η (correlação entre E e \bar{q}_c) recomendados para os diferentes métodos estudados

O método expedito para cálculo de recalques proposto no item 4.3.1 apresentou resultados bastante bons para estacas pré-moldadas de concreto e de aço.

Pela escassez de dados de provas de carga em grupos, sô foi possível analisar três casos da literatura. O emprego do método de Meyerhof (1976) produziu previsões muito boas nestes três casos.

6.3 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS

Finalmente, como sugestões para pesquisa, indica-se o aprofundamento da análise das correlações entre E e \bar{q}_c , envolvendo um maior número de métodos para cálculo de recalques, a distinção entre os tipos de solos e uma reavaliação das correlações para estacas escavadas à luz de provas de carga instrumentadas. E ainda, continuar a investigação do efeito da velocidade de carregamento nas provas de carga, especialmente para níveis de carregamento próximos da carga de trabalho.

APÊNDICE I

PROVAS DE CARGA DO DERSA

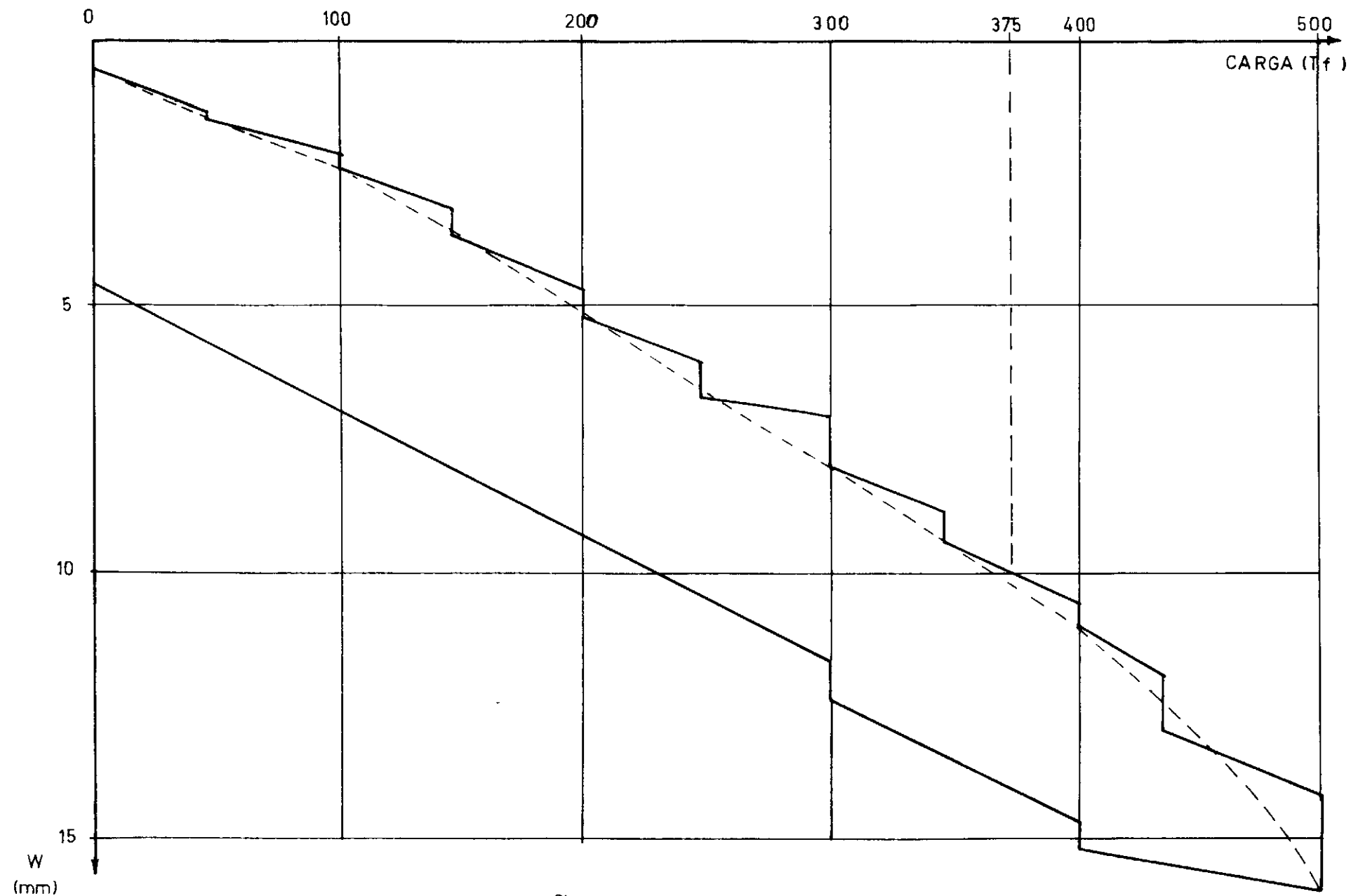


FIGURA A-I-1: PV-02 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA

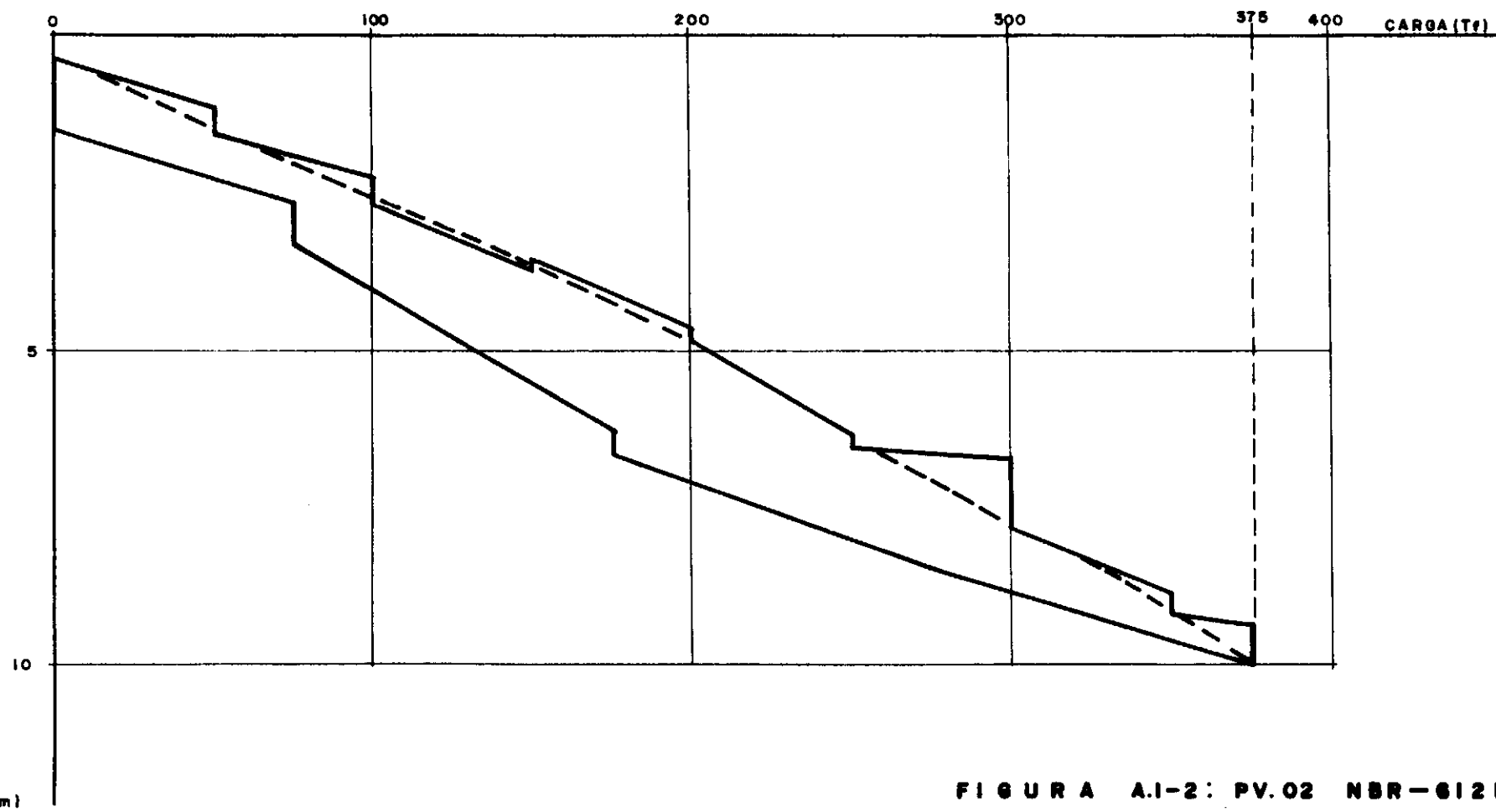


FIGURA A.1-2: PV.02 NBR-6121

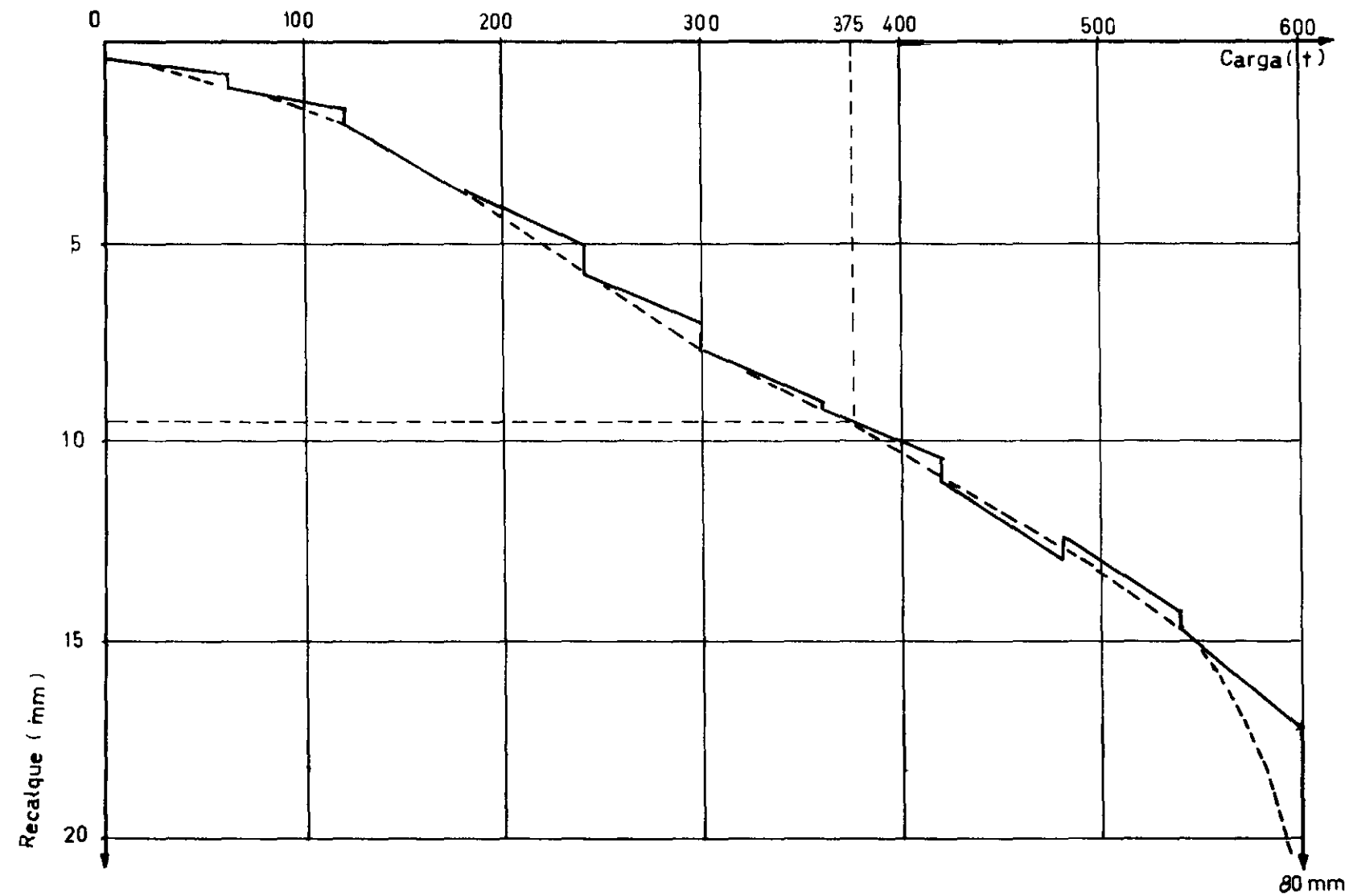


FIGURA A.I-3: PV-02 MÉTODO DO EQUILÍBRIO

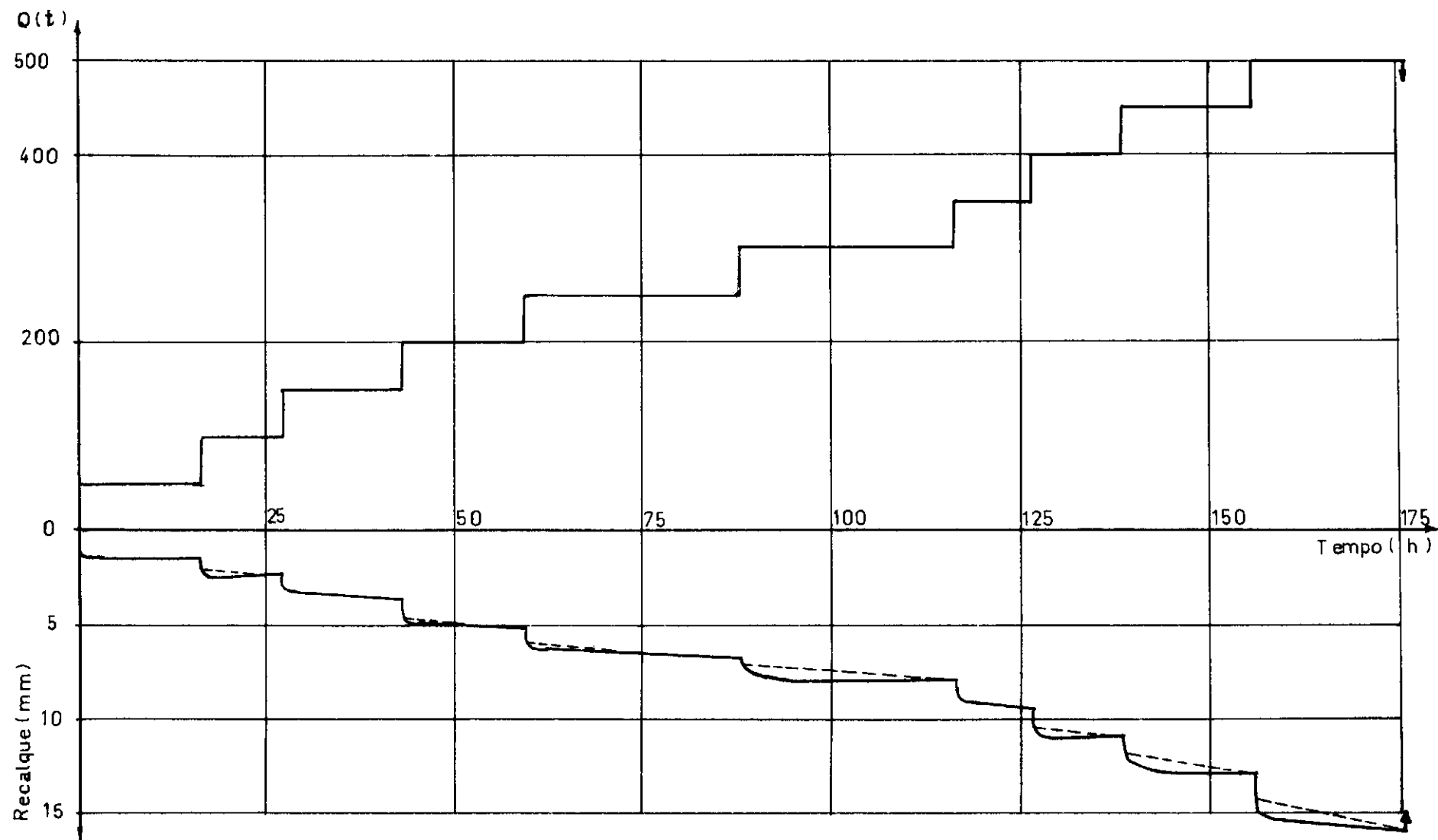


FIGURA A.I-4: PV-02 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA

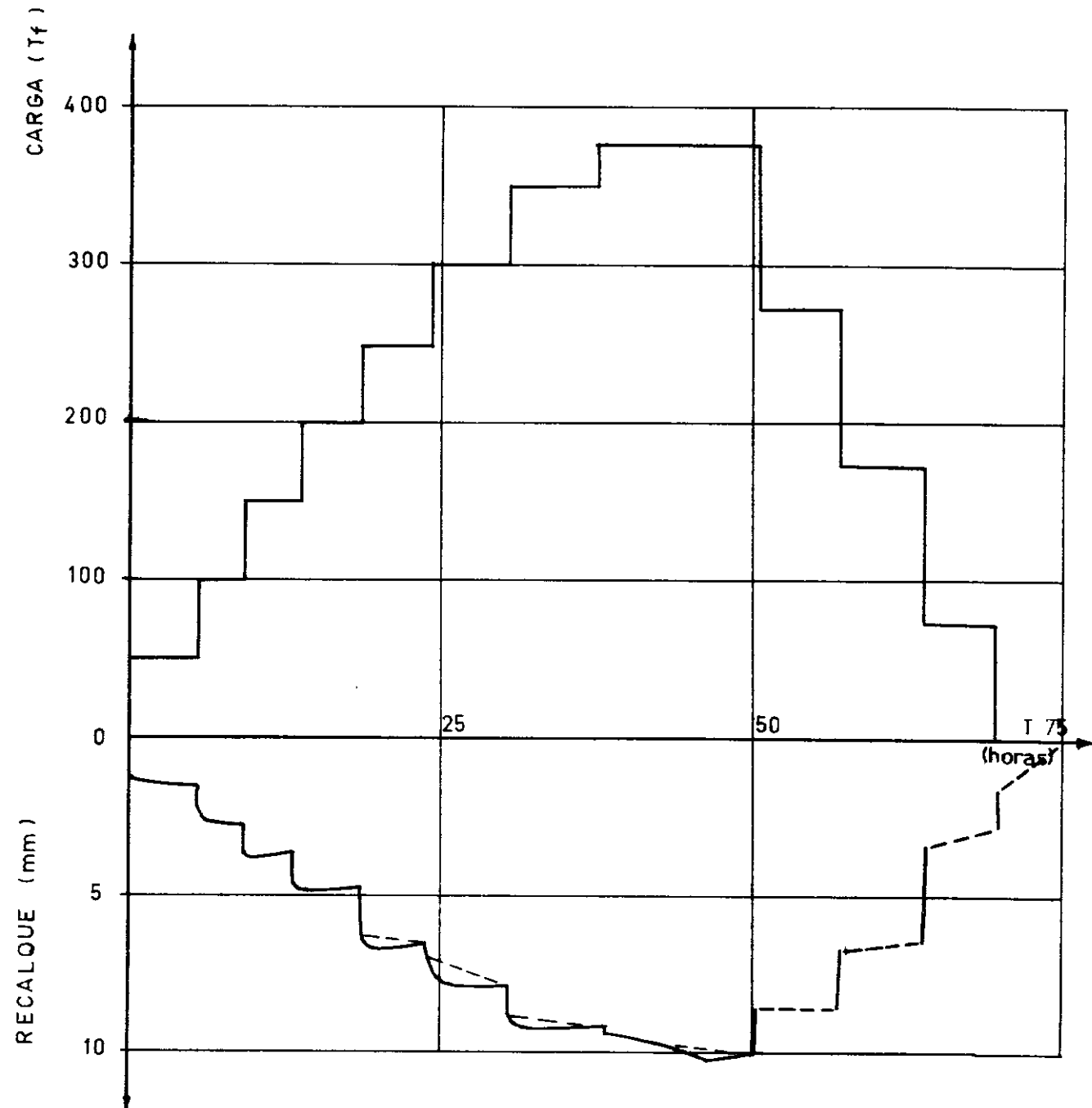


FIGURA A.I-5: PV-02 MÉTODO DA NBR-6121

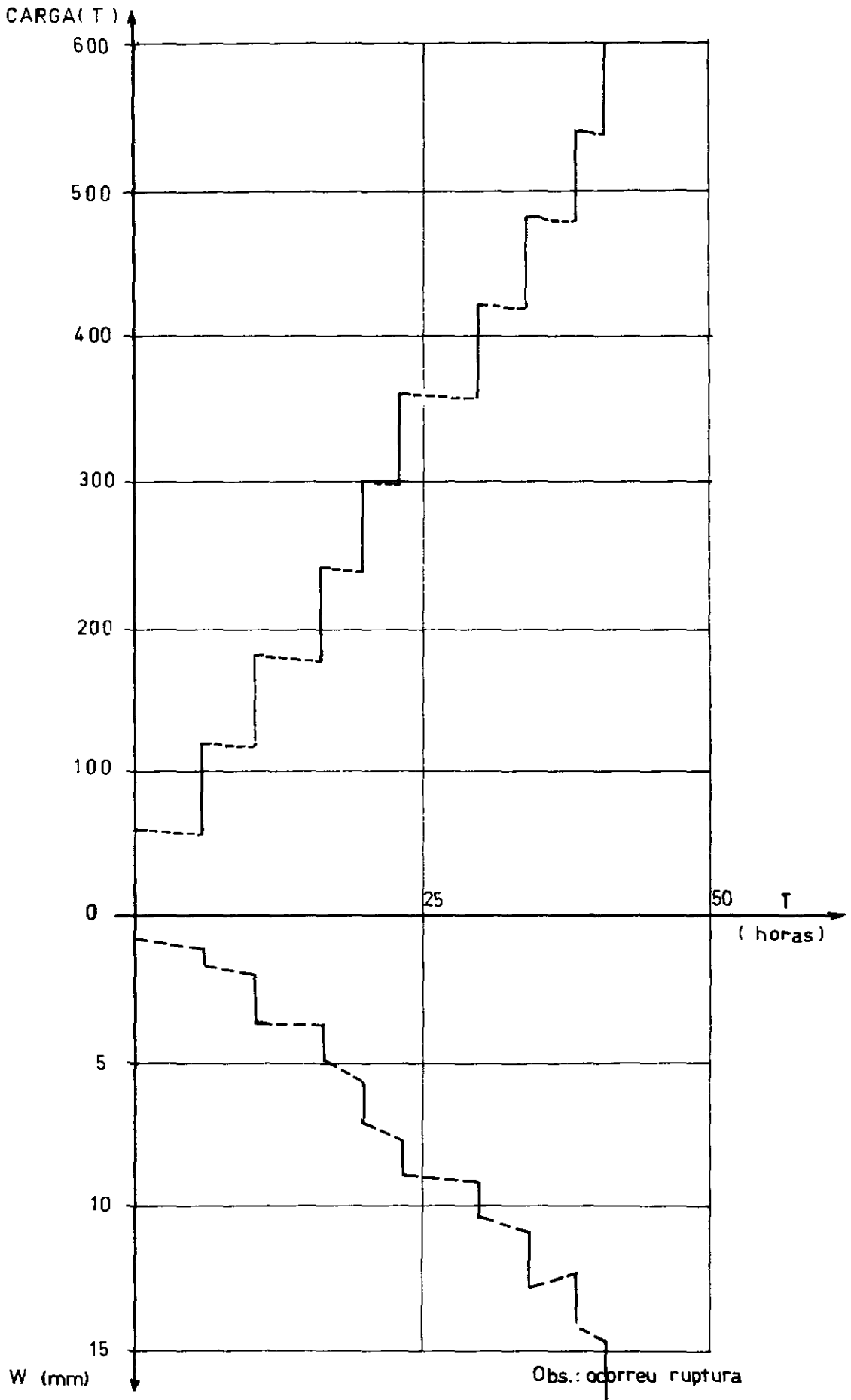


FIGURA A.I-6: PV-02 MÉTODO DO EQUILÍBRIO

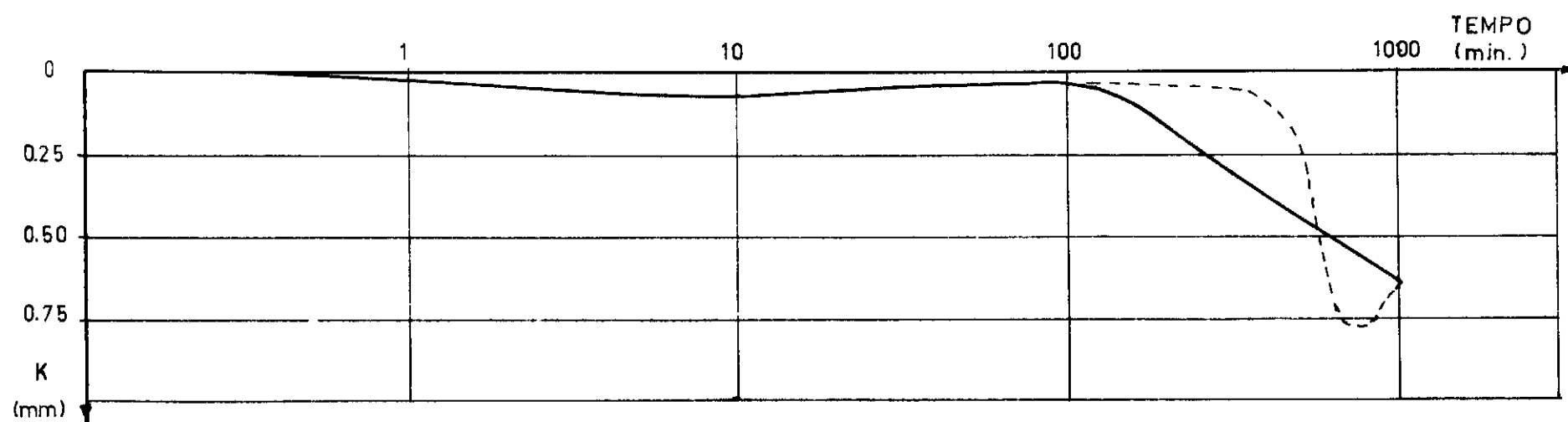
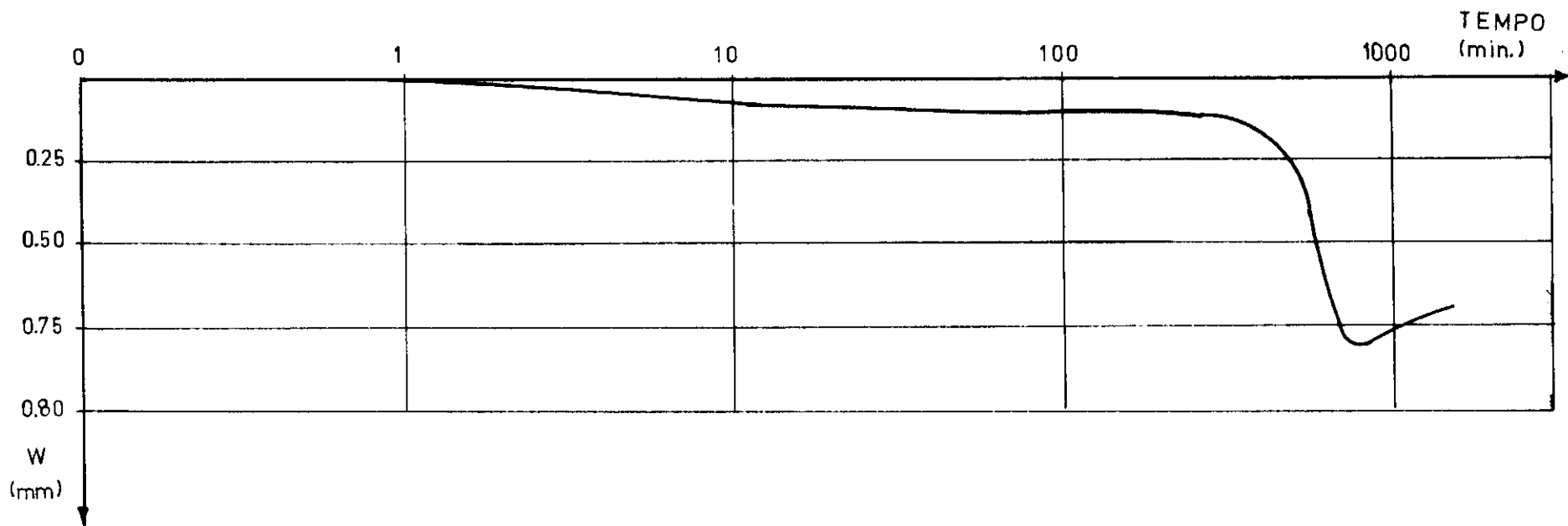


FIGURA A.I-7: PV-02 ESTAB. RIGOROSA - Estágio de 250 tf

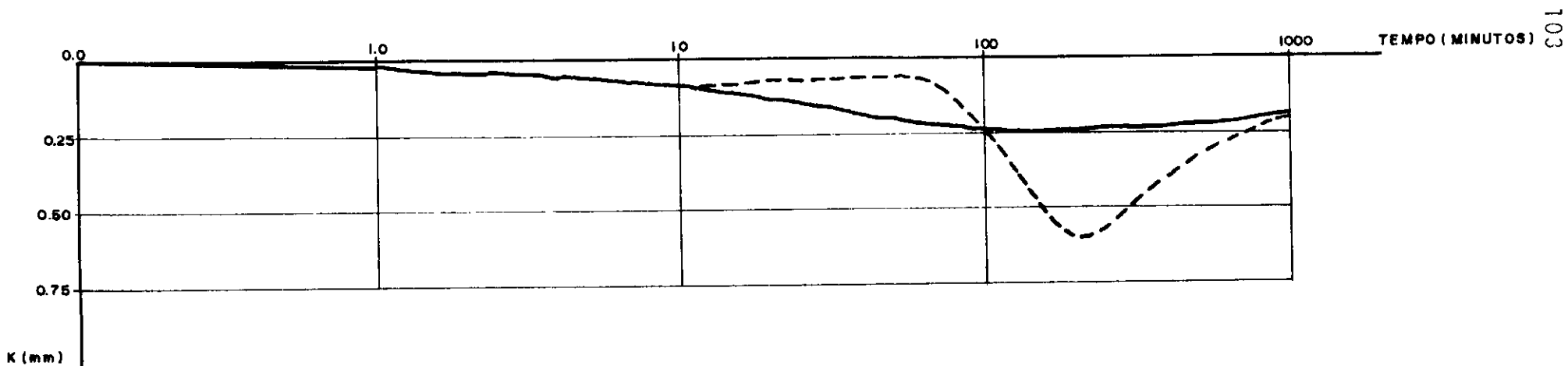
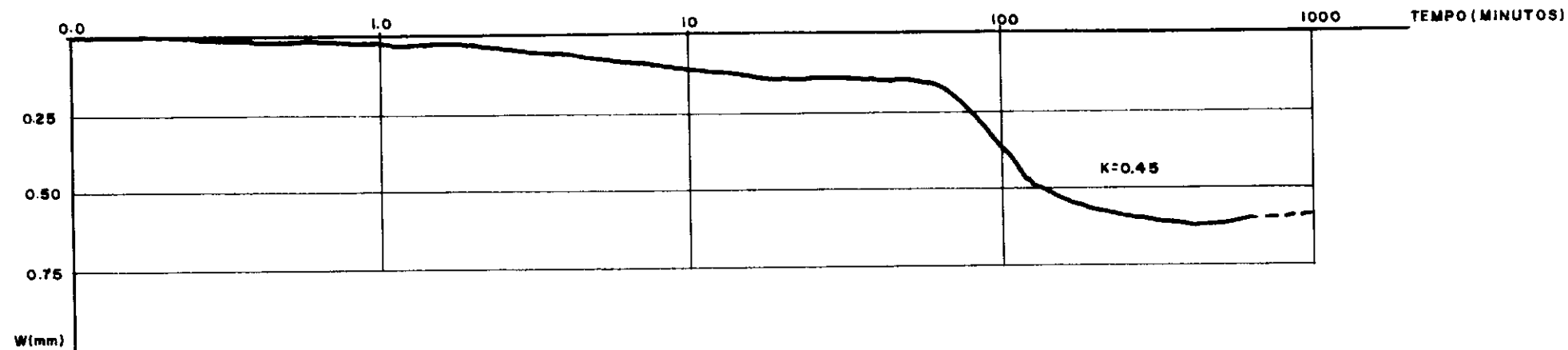


FIGURA A1-8: PV-02 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA
ESTÁGIO DE 350tf

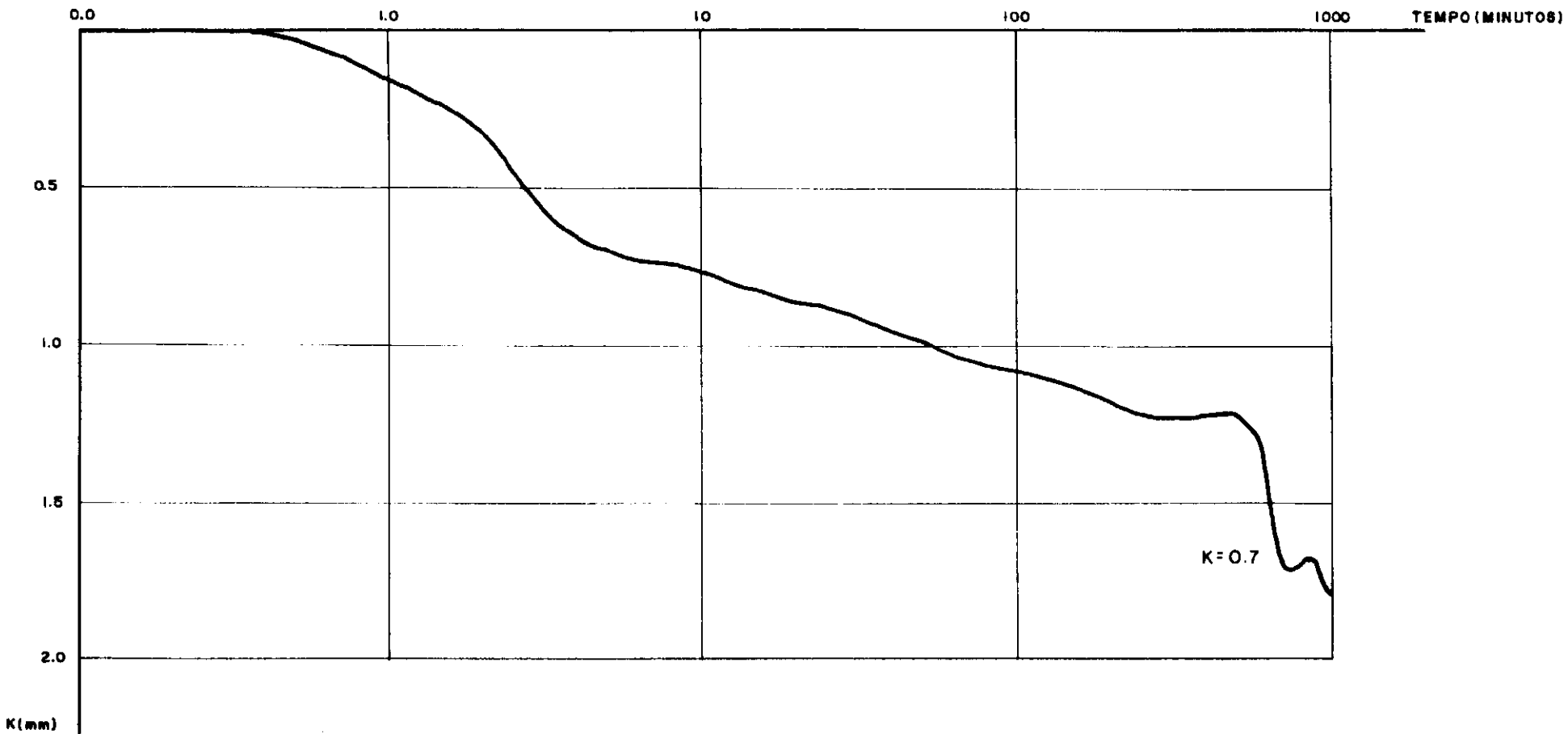


FIGURA A1-9: PV.02 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA
ESTAGIO DE 500 tf

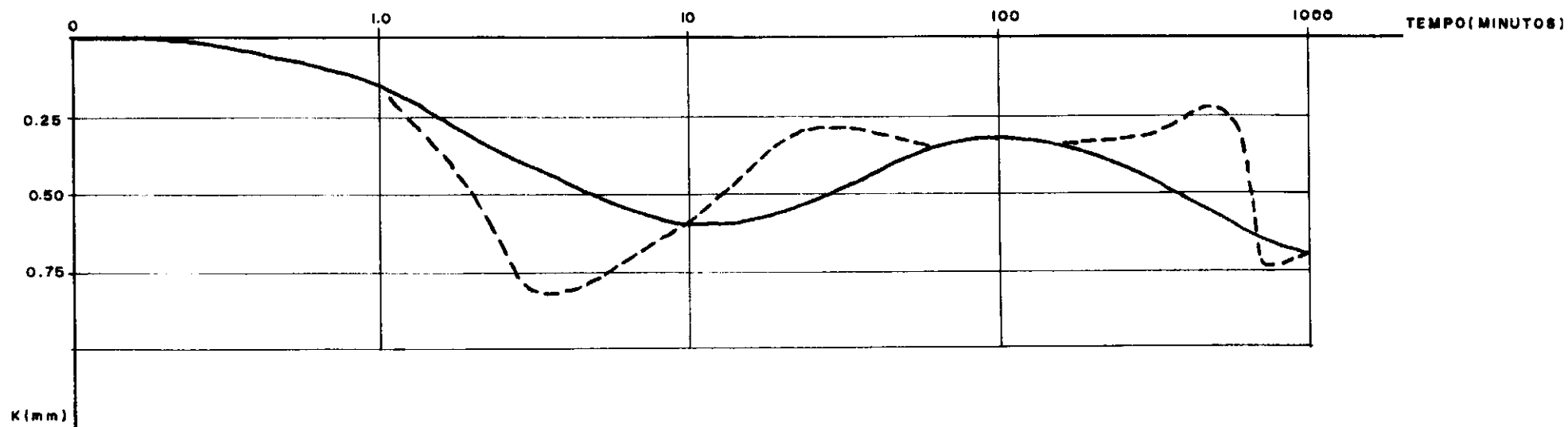


FIGURA AJ-10: PV-02 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA
ESTÁGIO DE 500 tf

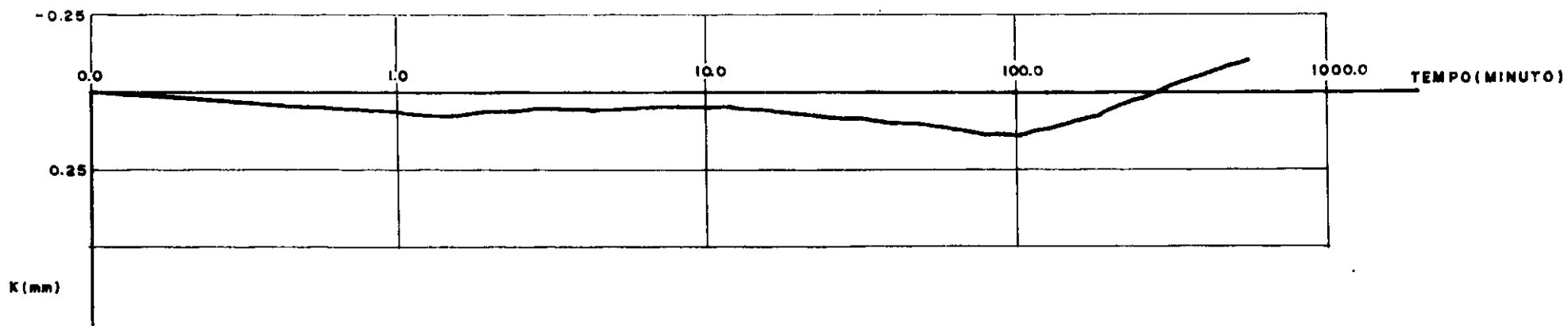
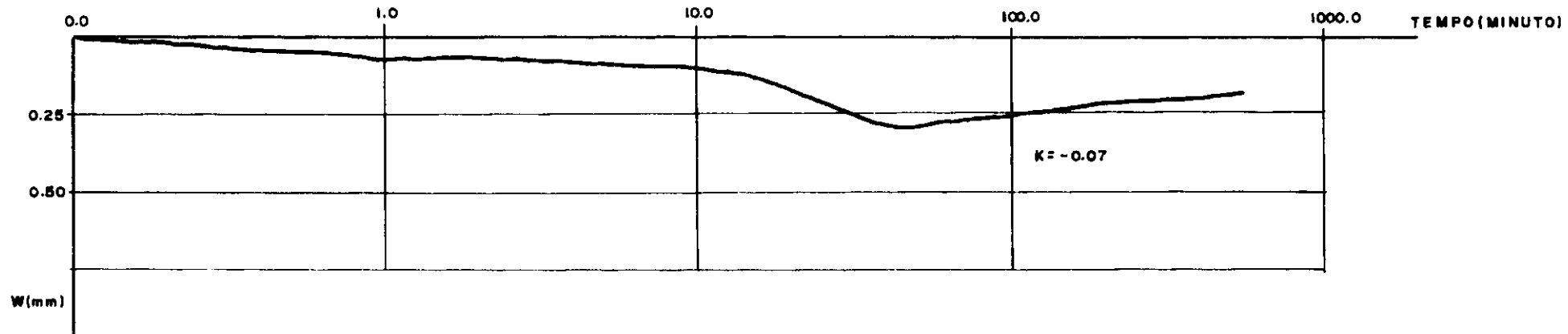


FIGURA A.1-II: PV-02 NBR-6121
ESTÁGIO DE 250 tf

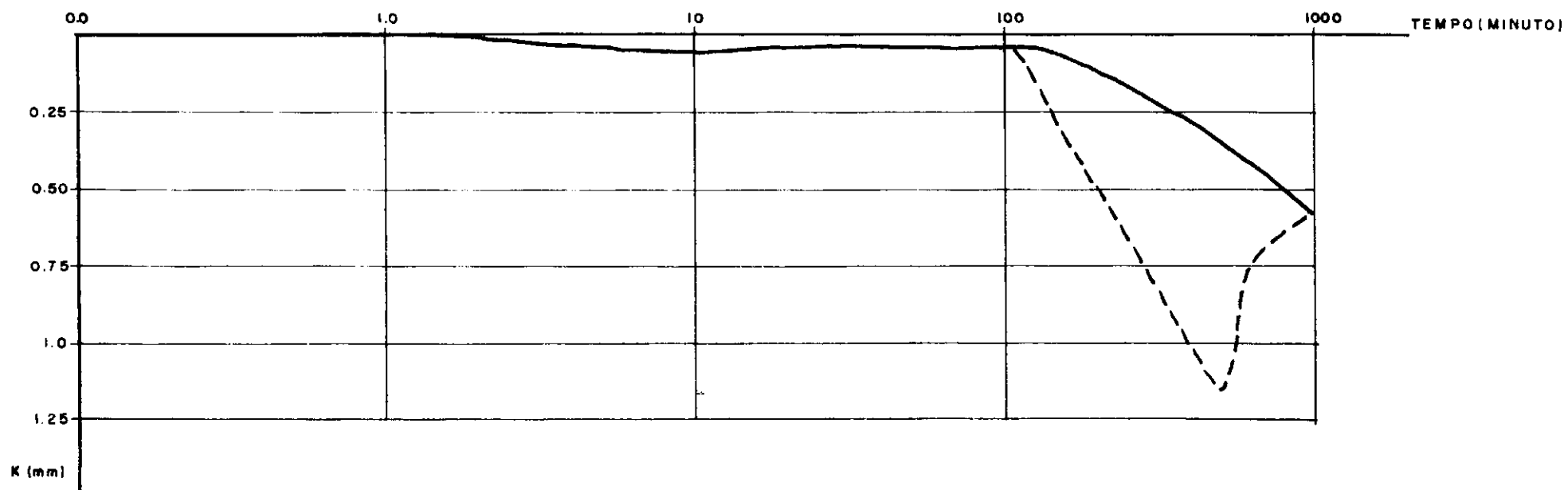
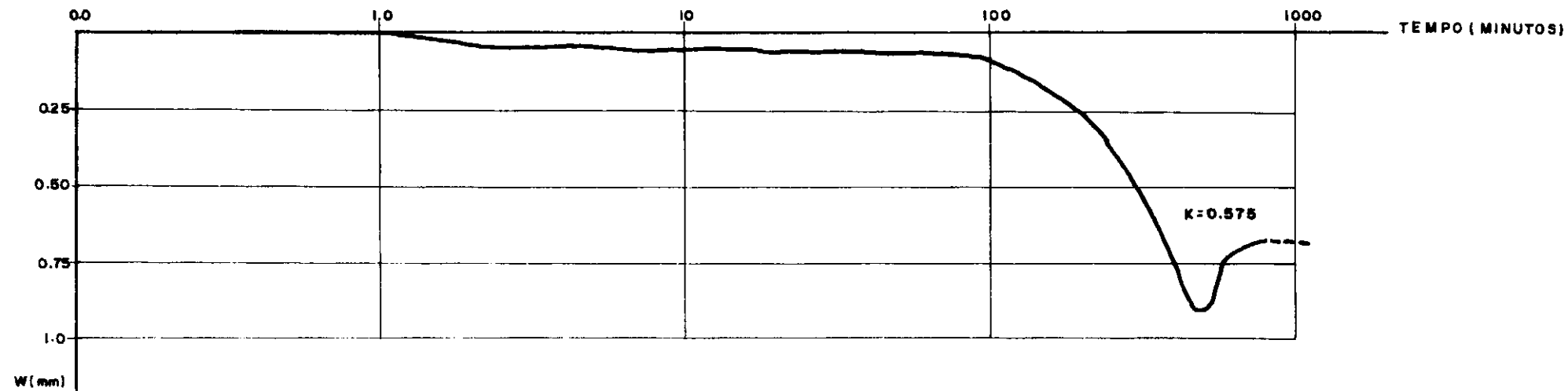


FIGURA A.I-12: PV-02 NBR-6121
ESTAGIO DE 375 tf

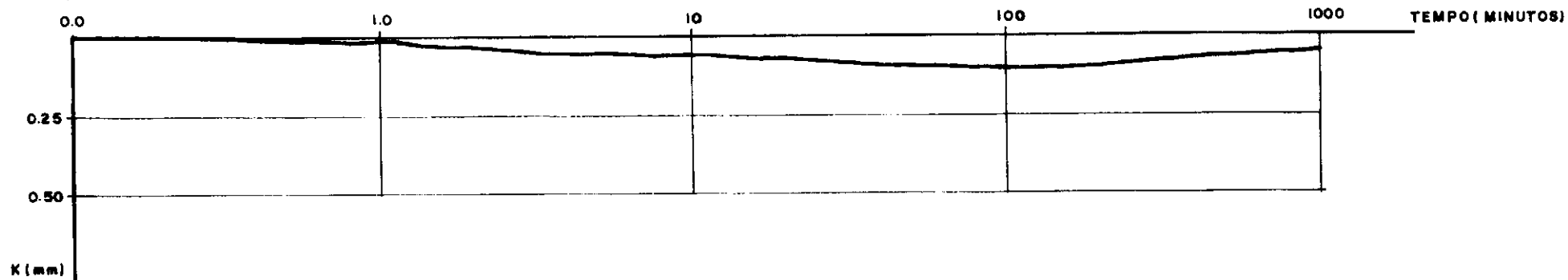
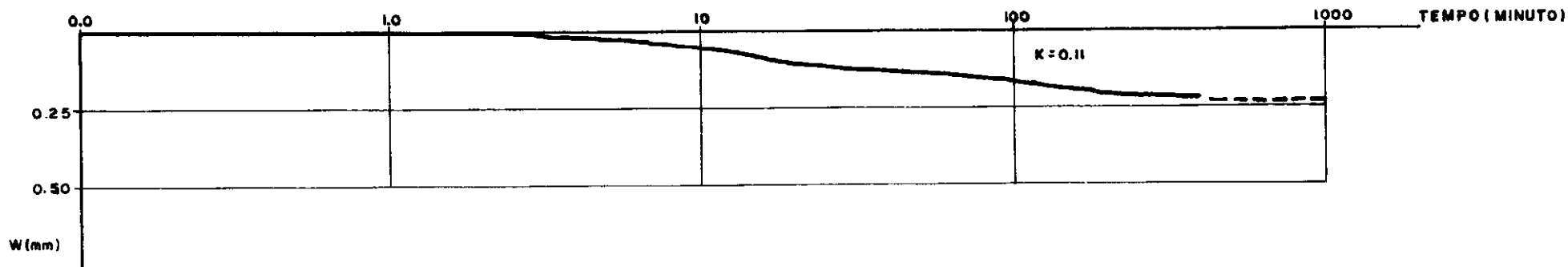


FIGURA A.1-13: PV-02 MÉTODO DO EQUILÍBRIO
ESTÁGIO DE 360 tf

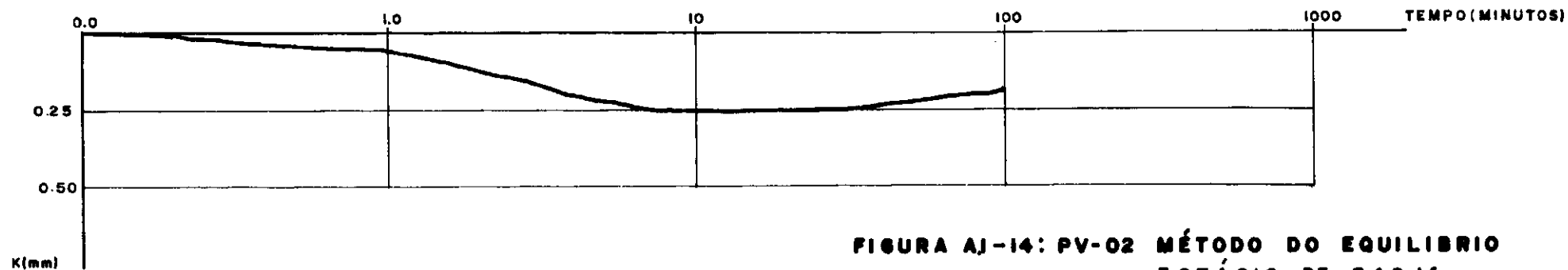
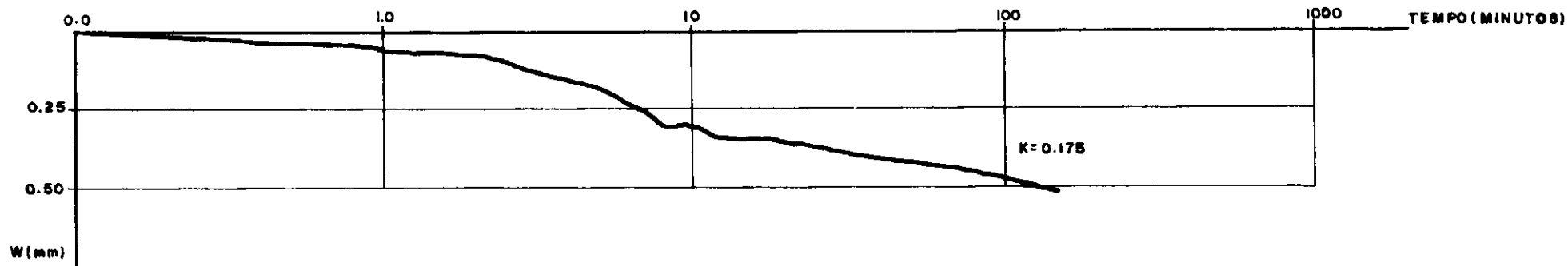


FIGURA AJ-14: PV-02 MÉTODO DO EQUILÍBRIO
ESTÁGIO DE 540 tf

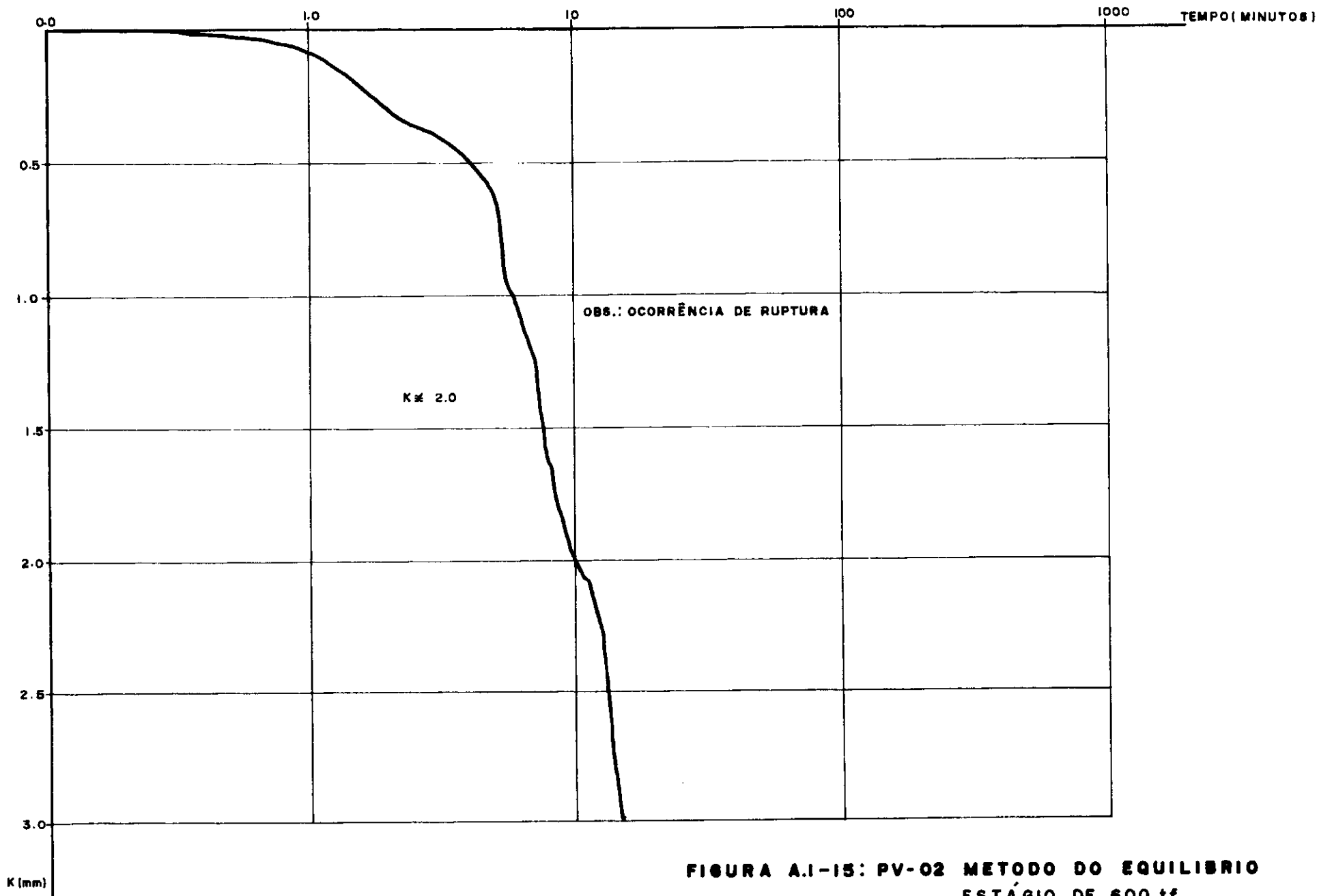


FIGURA A.I-15: PV-02 METODO DO EQUILIBRIO
ESTÁGIO DE 600 tf

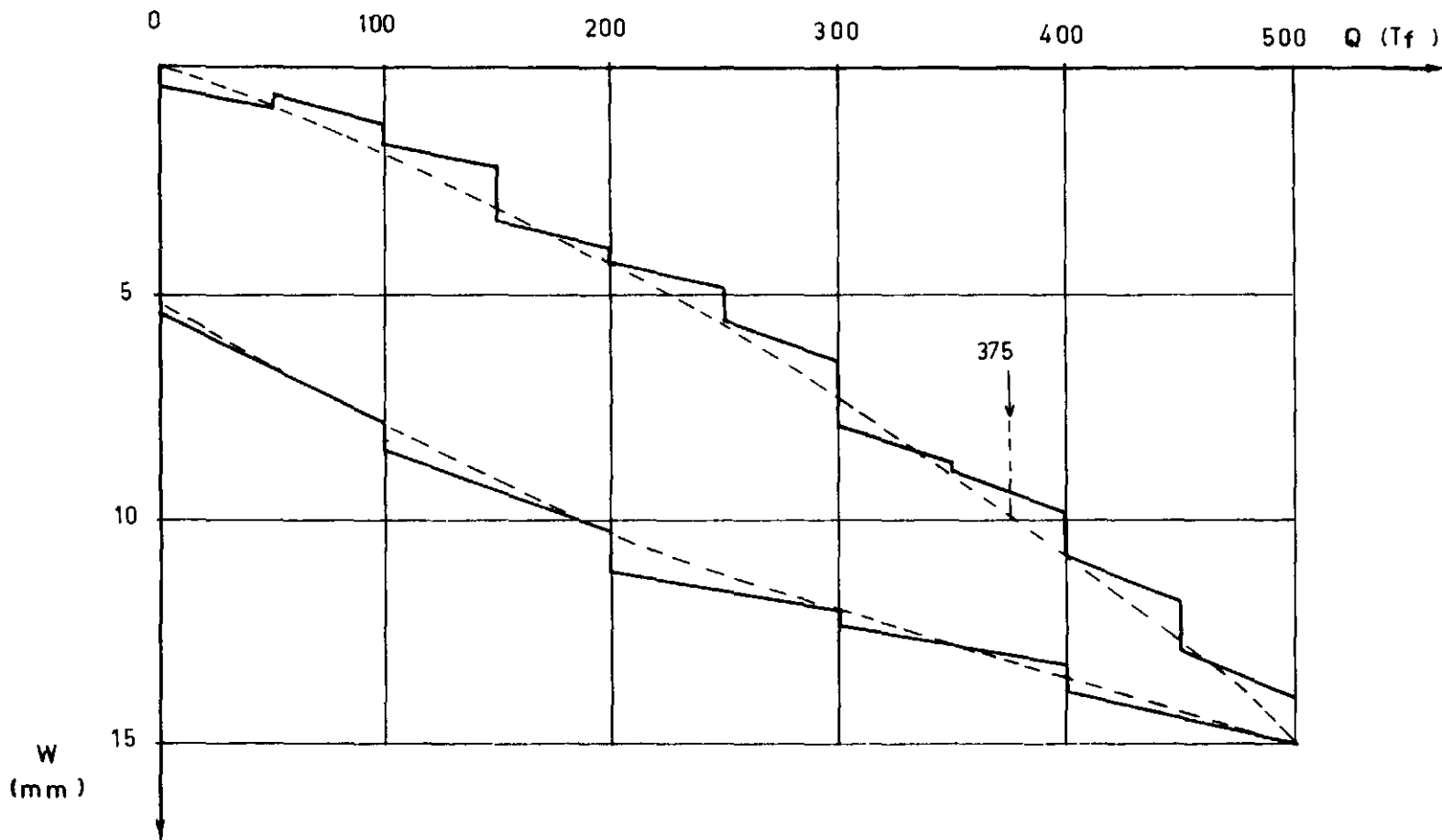


FIGURA A.I-16: PV-03 MÉTODO DA ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA

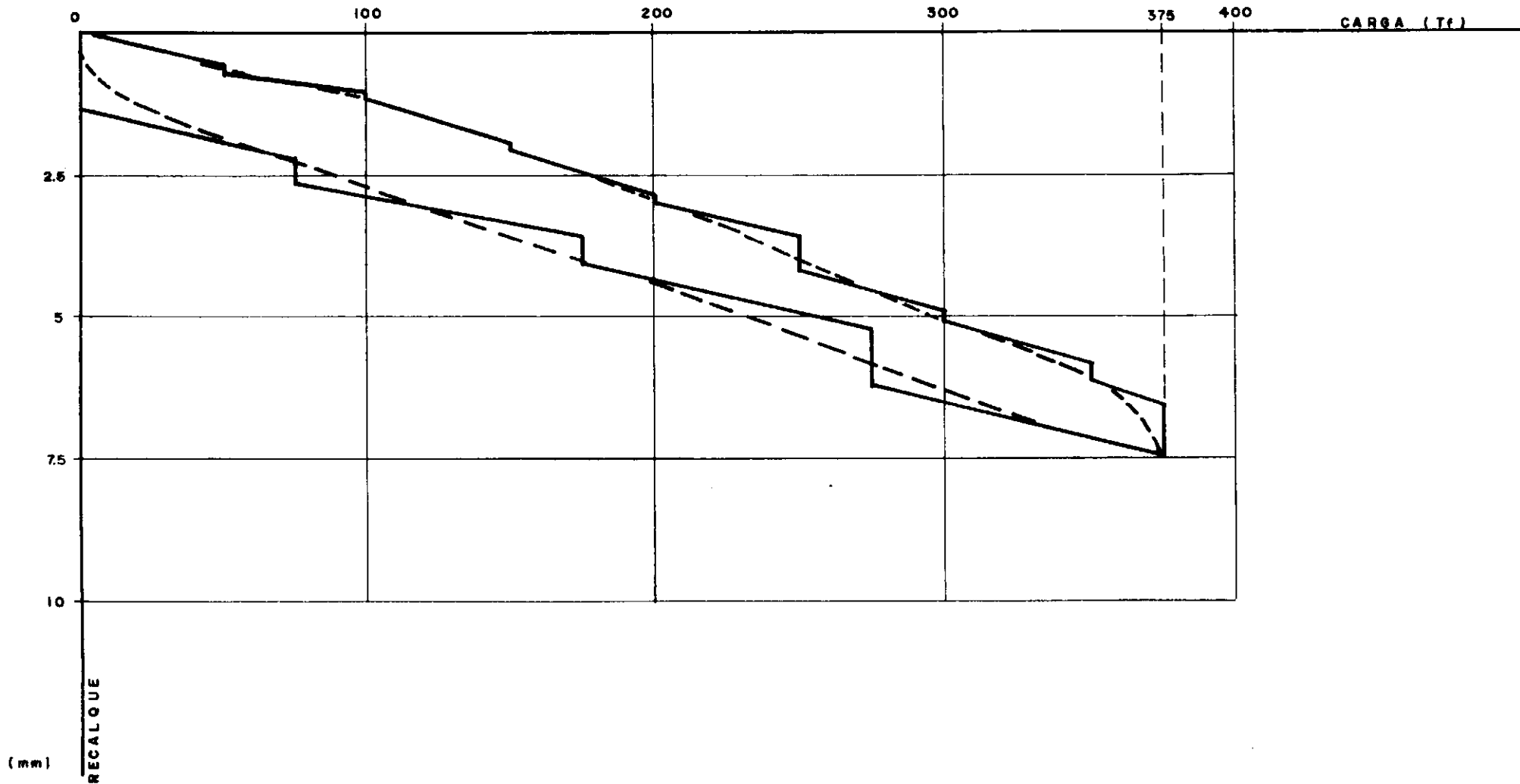


FIGURA A.1-17 : PV.3 MÉTODO DA NBR-6121

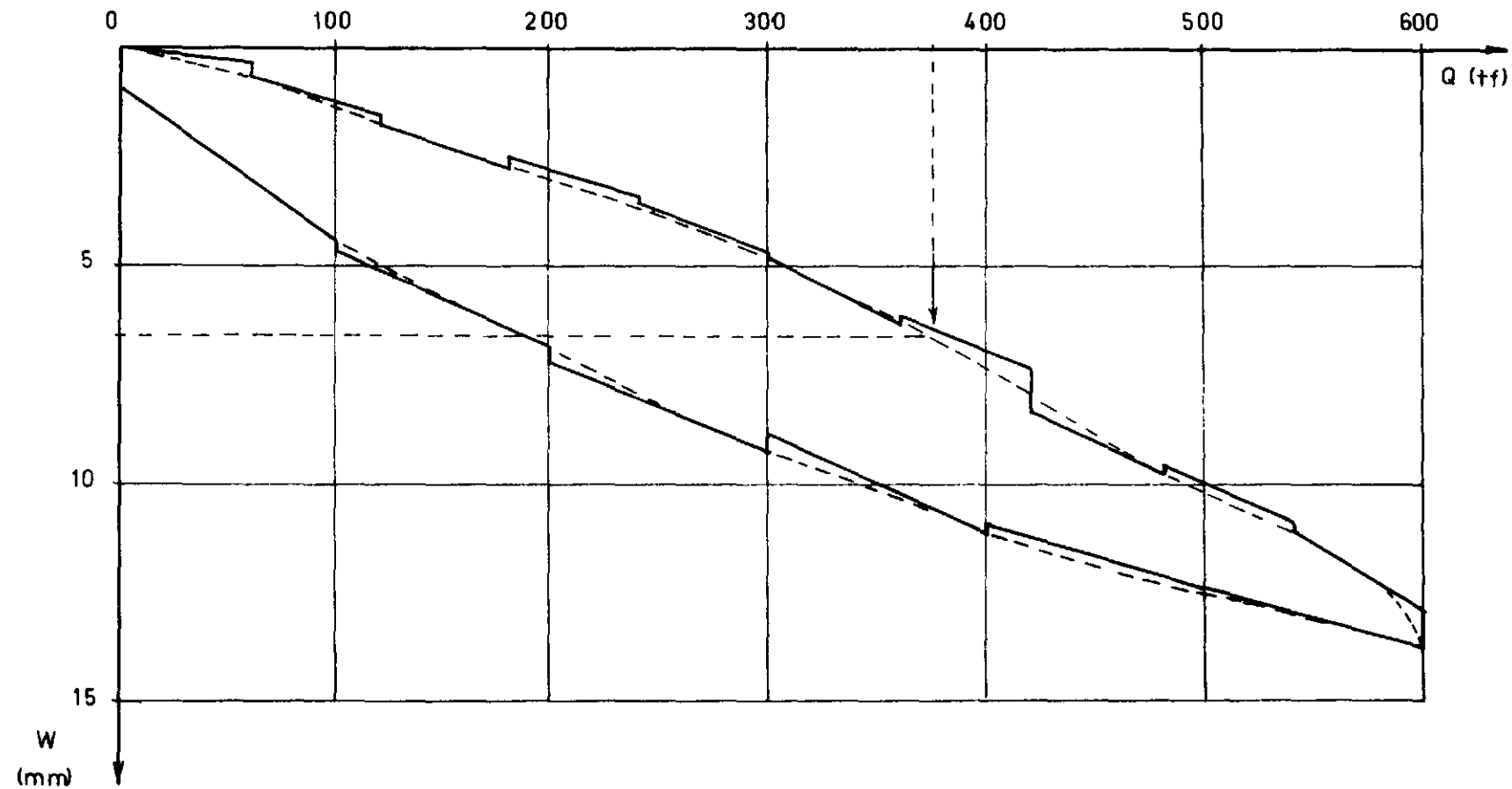


FIGURA A-I-18: PV-03 MÉTODO DO EQUILÍBRIO

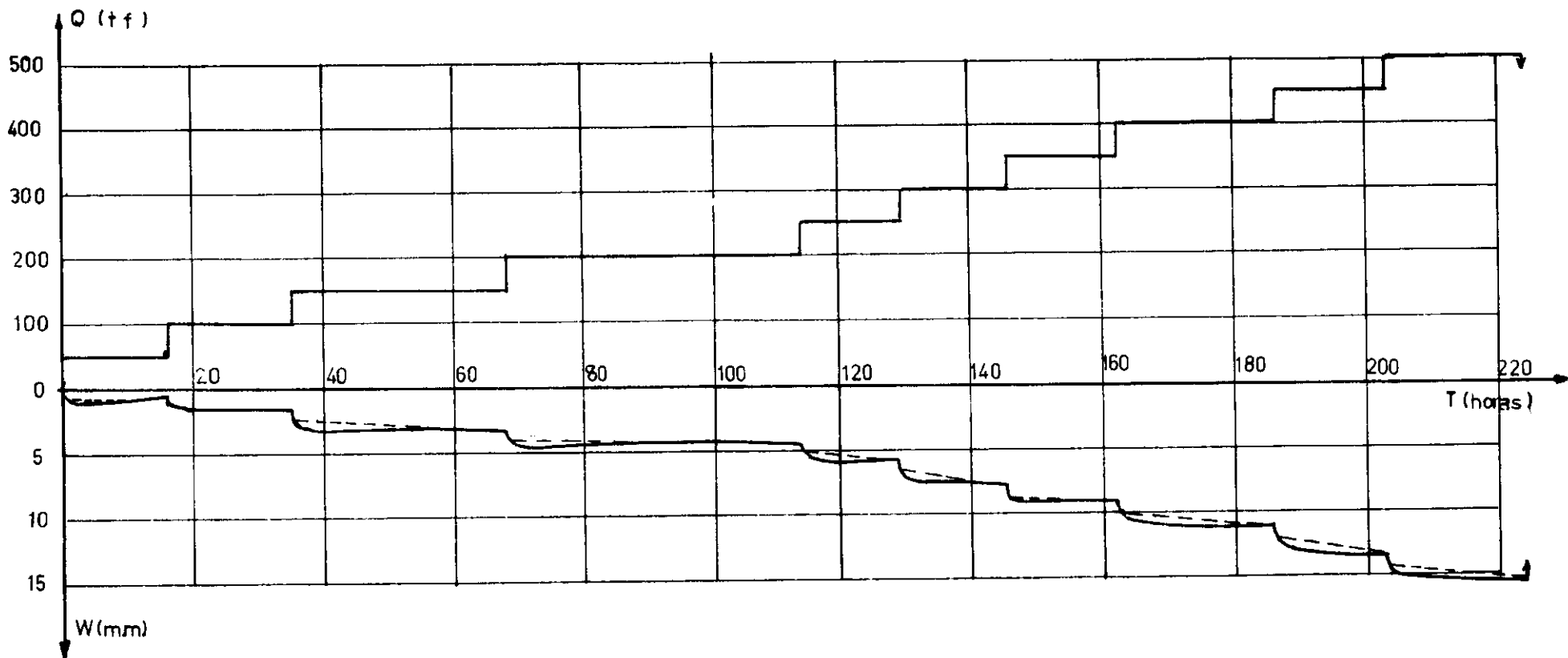


FIGURA A.I-19: PV-03 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA

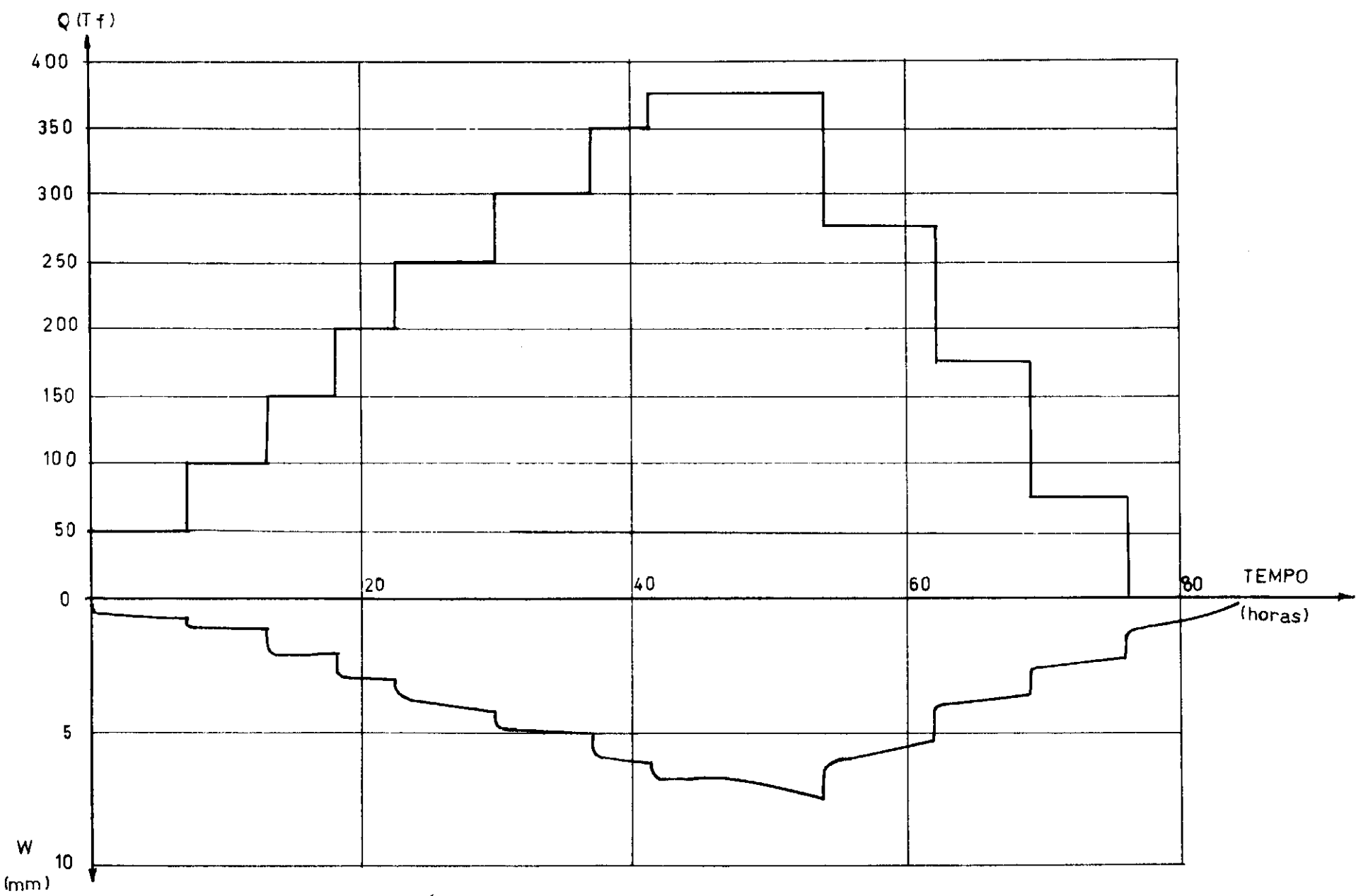


FIGURA A.I-20: PV-03 MÉTODO DA NBR-6121

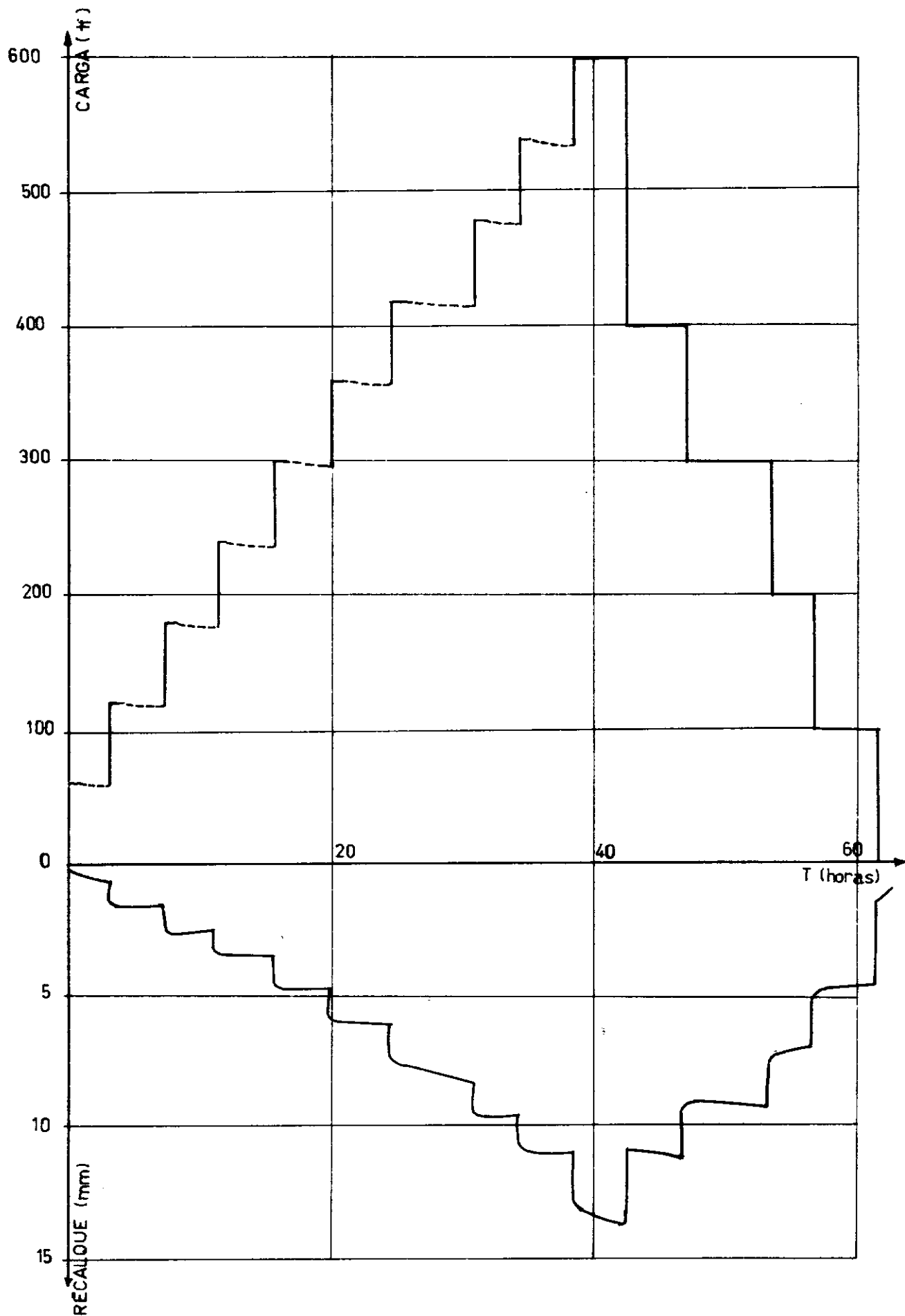


FIGURA A.1-21: PV-03 MÉTODO DO EQUILÍBRIO

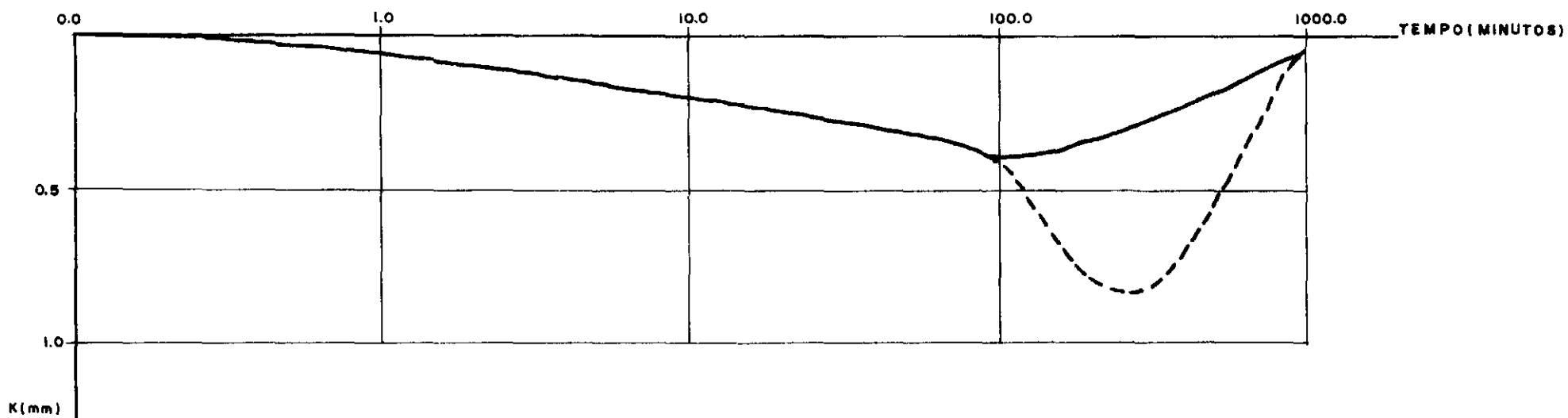
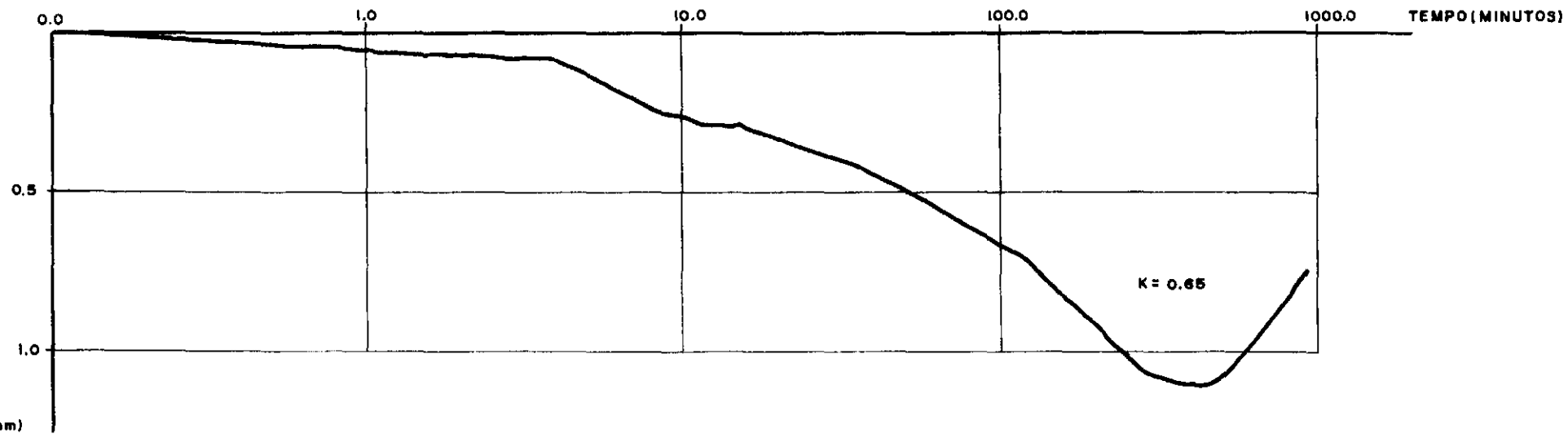


FIGURA A.I-22 : PV.03 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA
ESTÁGIO DE 250 tf

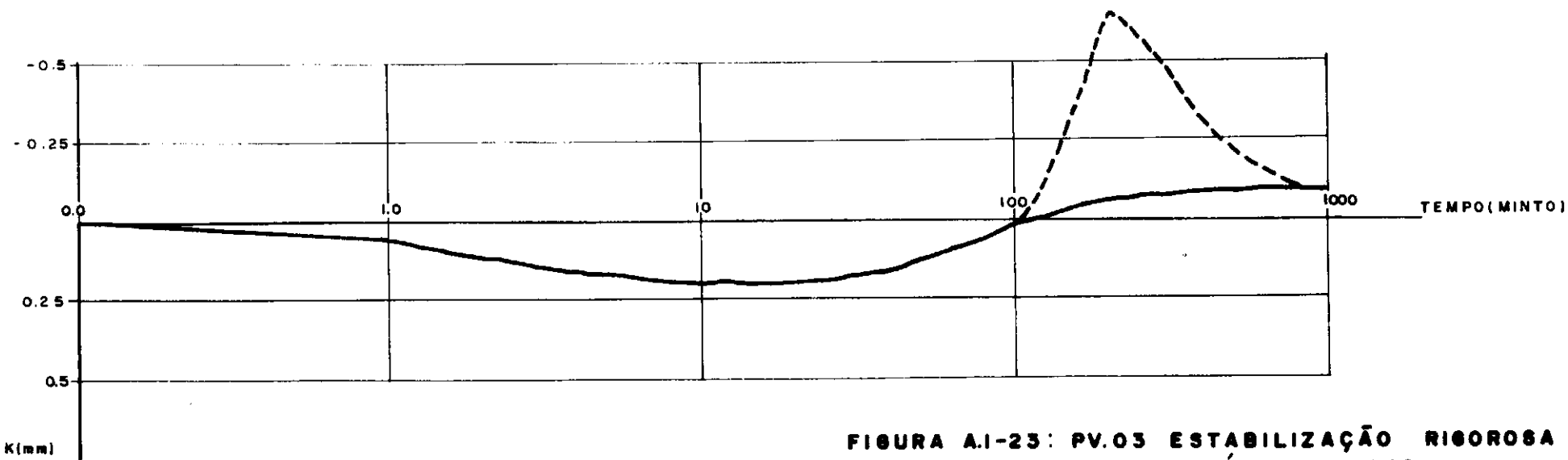
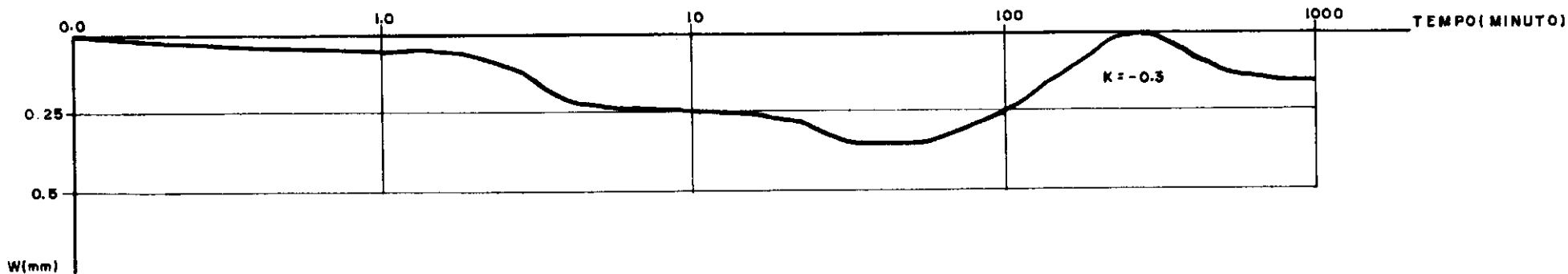


FIGURA A.1-23: PV.03 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA
ESTÁGIO DE 350 tf

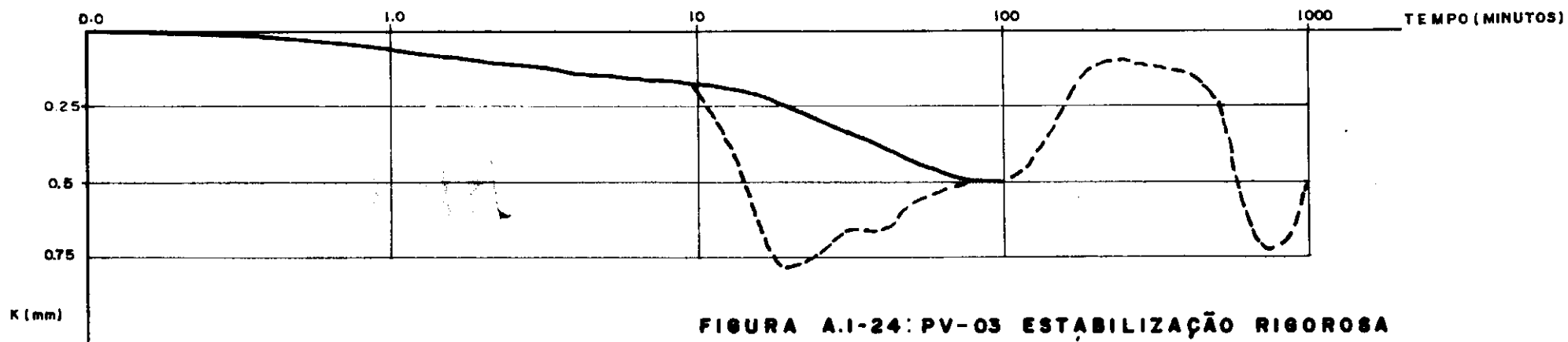
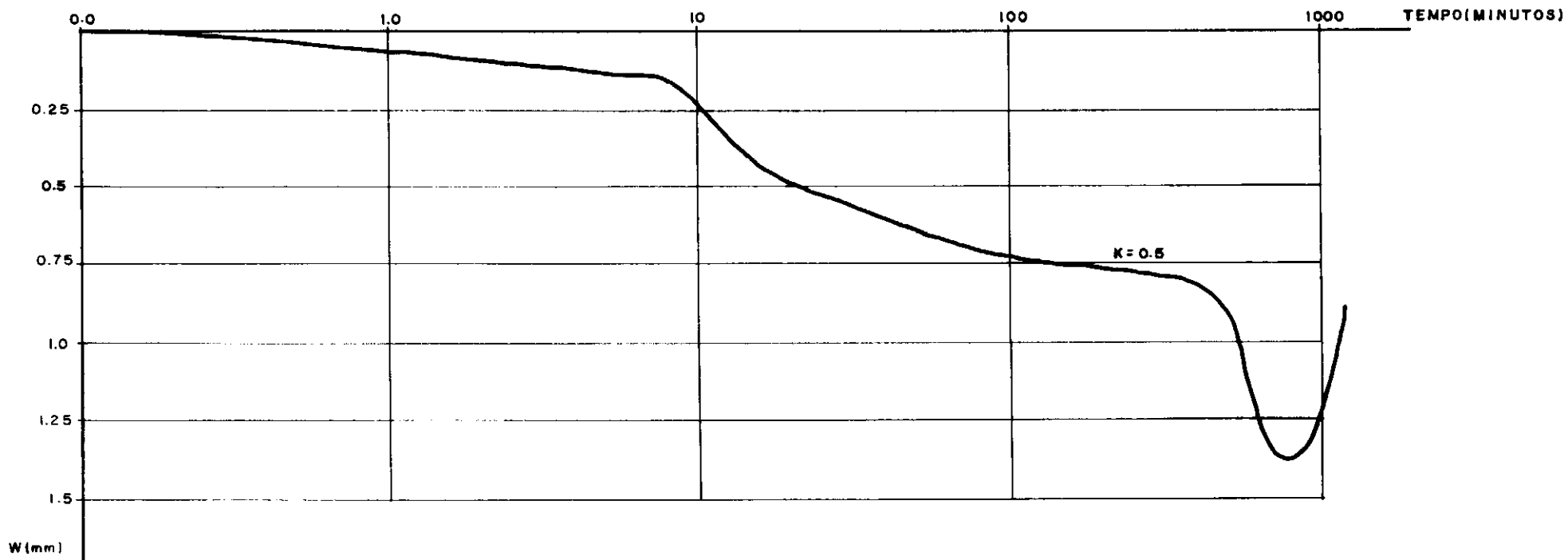
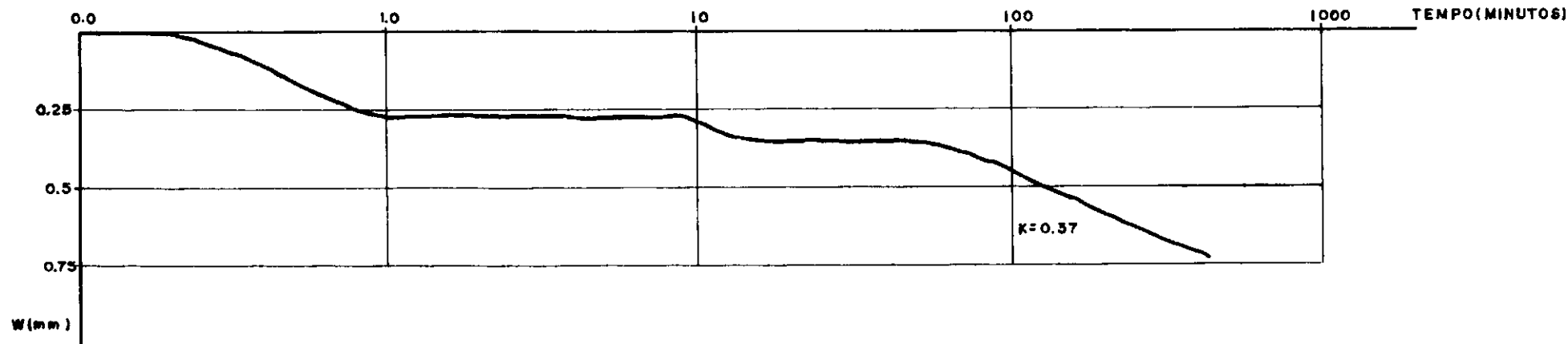


FIGURA A.1-24: PV-03 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA
ESTÁGIO DE 500 tf



120

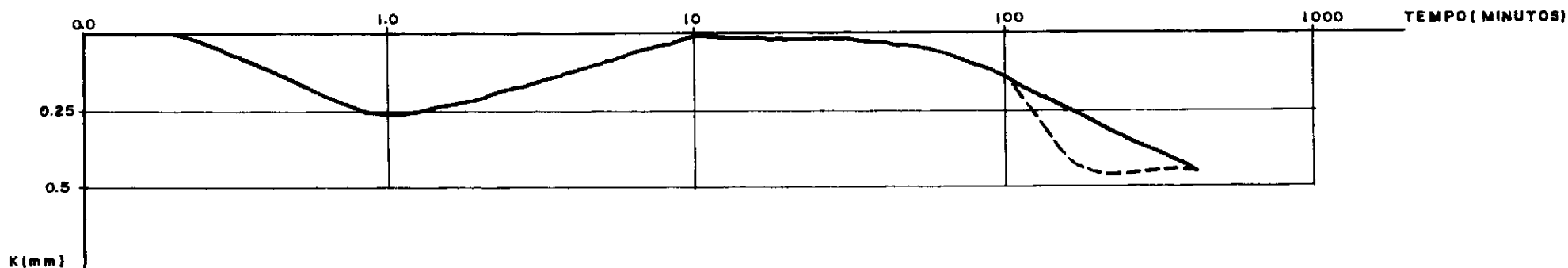


FIGURA A.1-25: PV.03 MÉTODO DA NBR-6121
ESTÁGIO DE 250 tf.

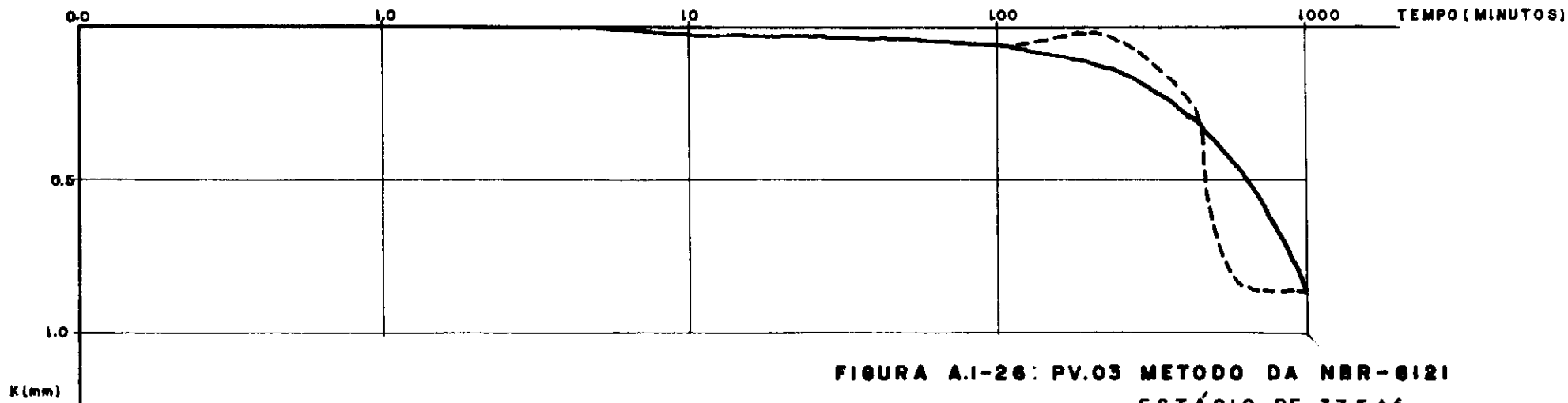
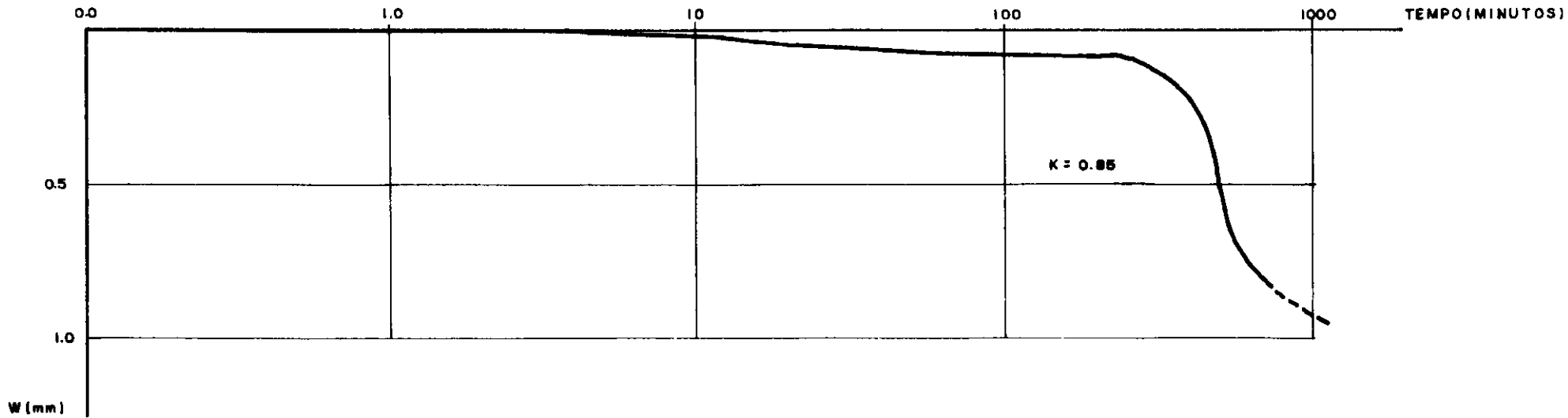


FIGURA A.1-26: PV.03 METODO DA NBR-6121
ESTÁGIO DE 375 tf

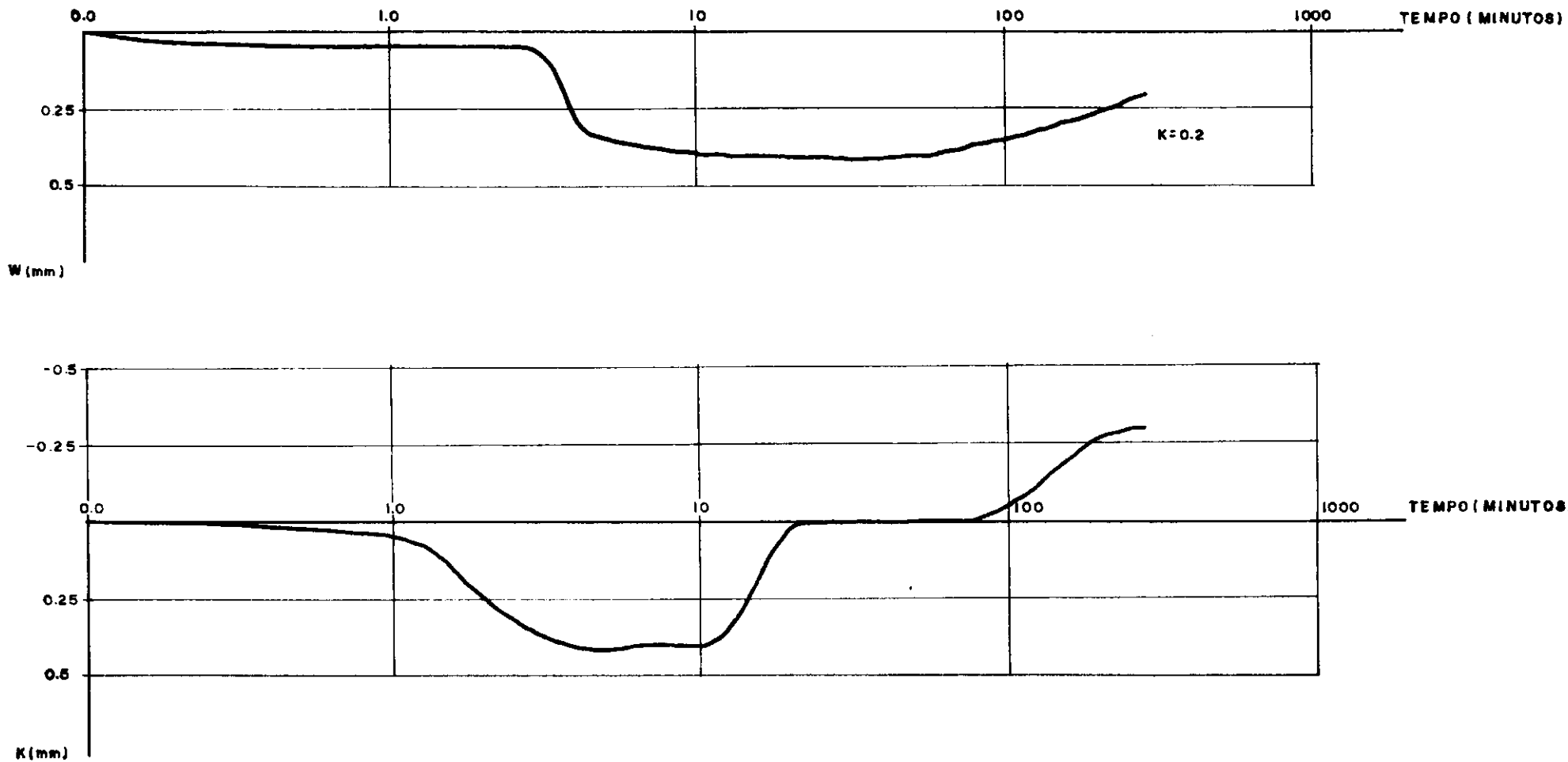


FIGURA A.I-27: PV.03 MÉTODO DO EQUILÍBRIO
ESTÁGIO 3601f

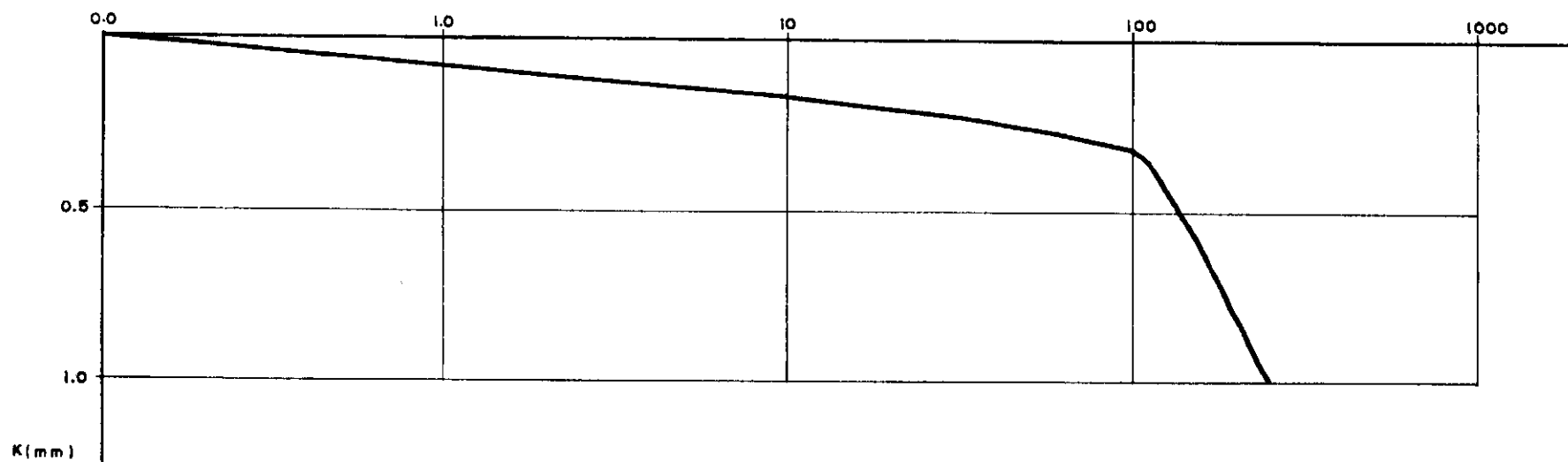
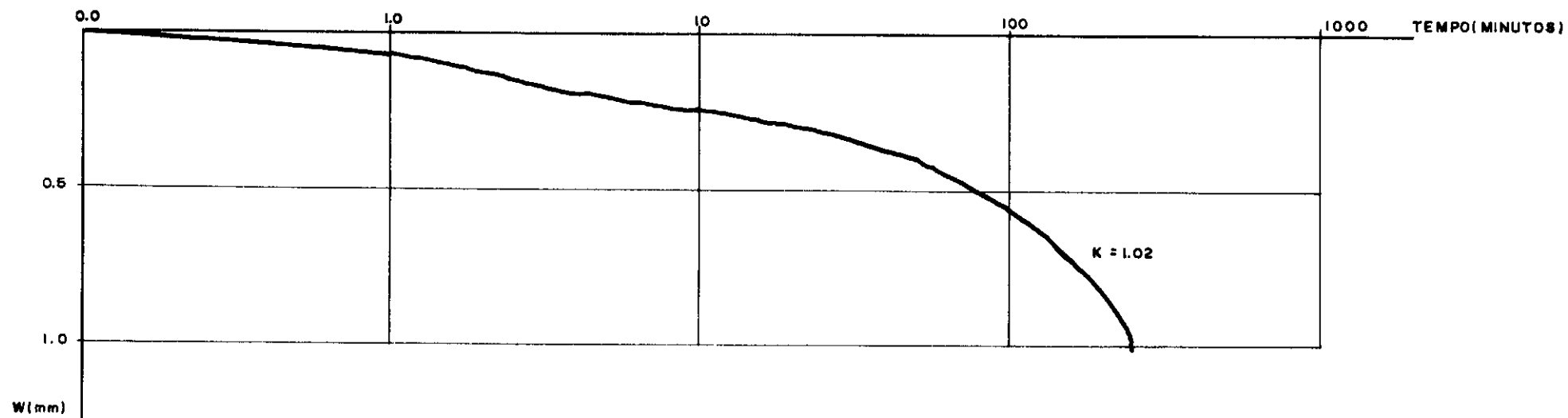


FIGURA A.1-28: PV.03 MÉTODO DO EQUILÍBRIO
ESTÁGIO DE 600 tf.

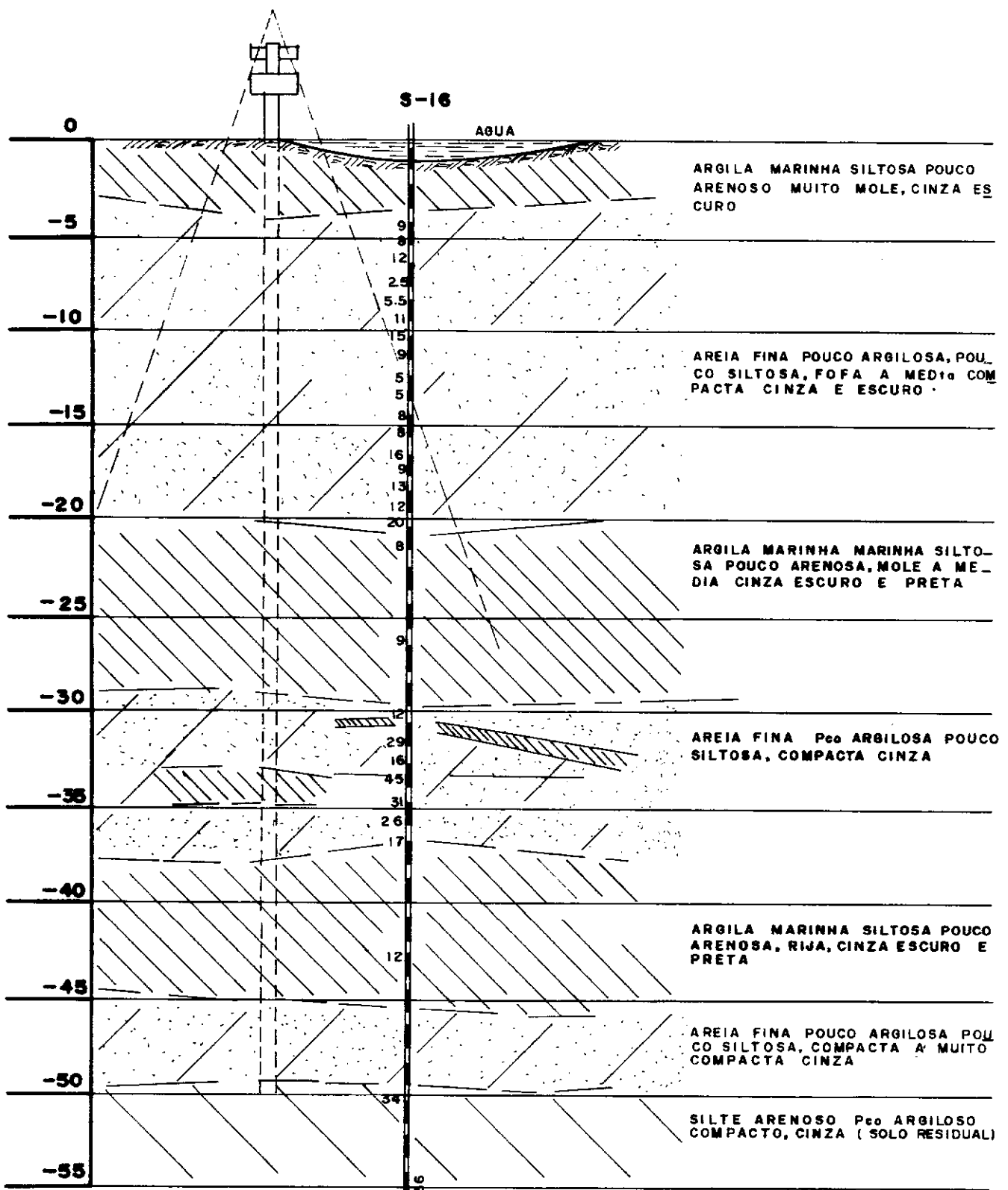


FIGURA A.1-29 PERFIL DE SONDAGEM DA PV 2 (LADO SÃO VICENTE)

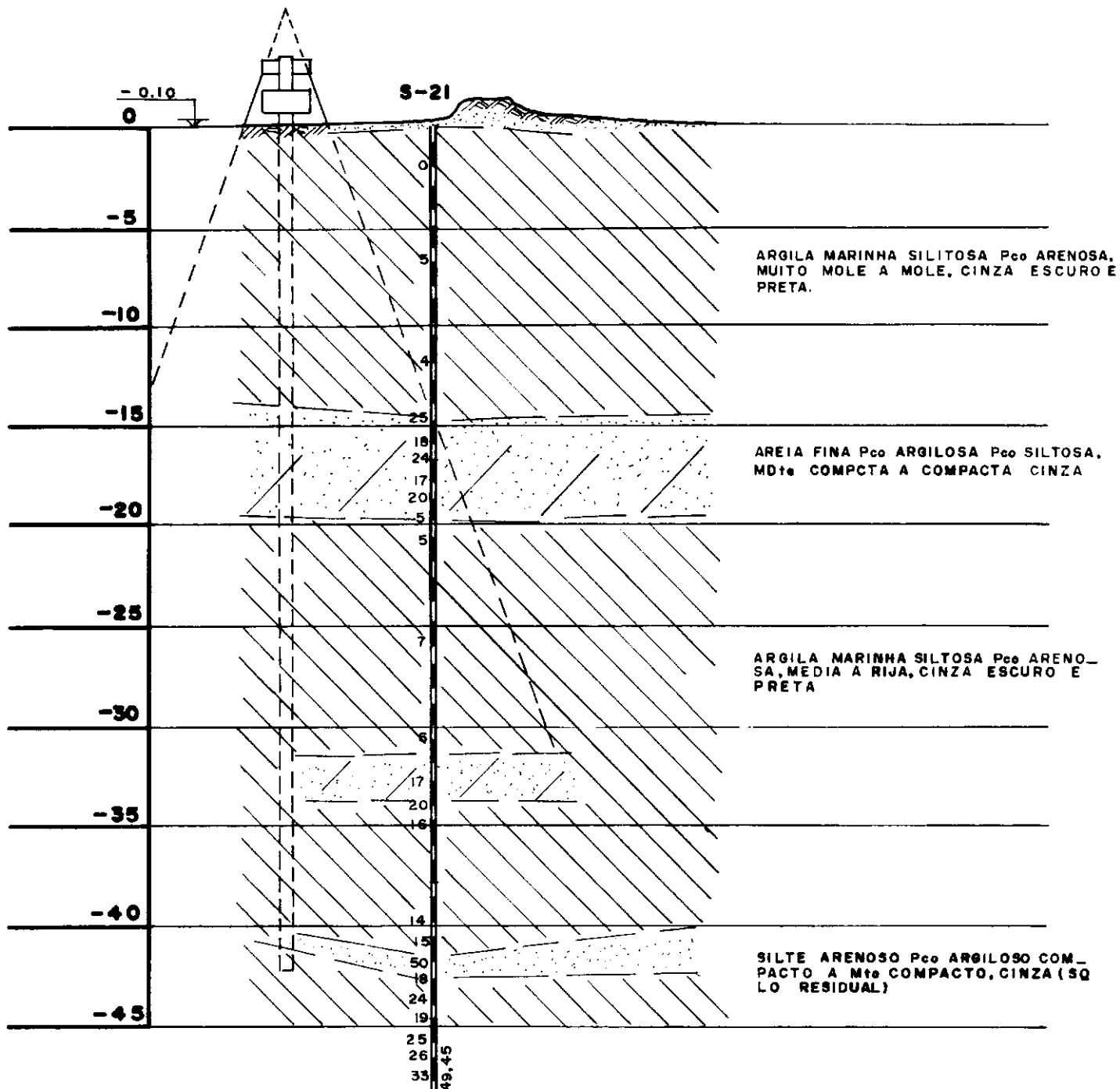


FIGURA A.I-30 PERFIL DE SONDAGEM DA PV-3 (LADO PRAIA GRANDE)

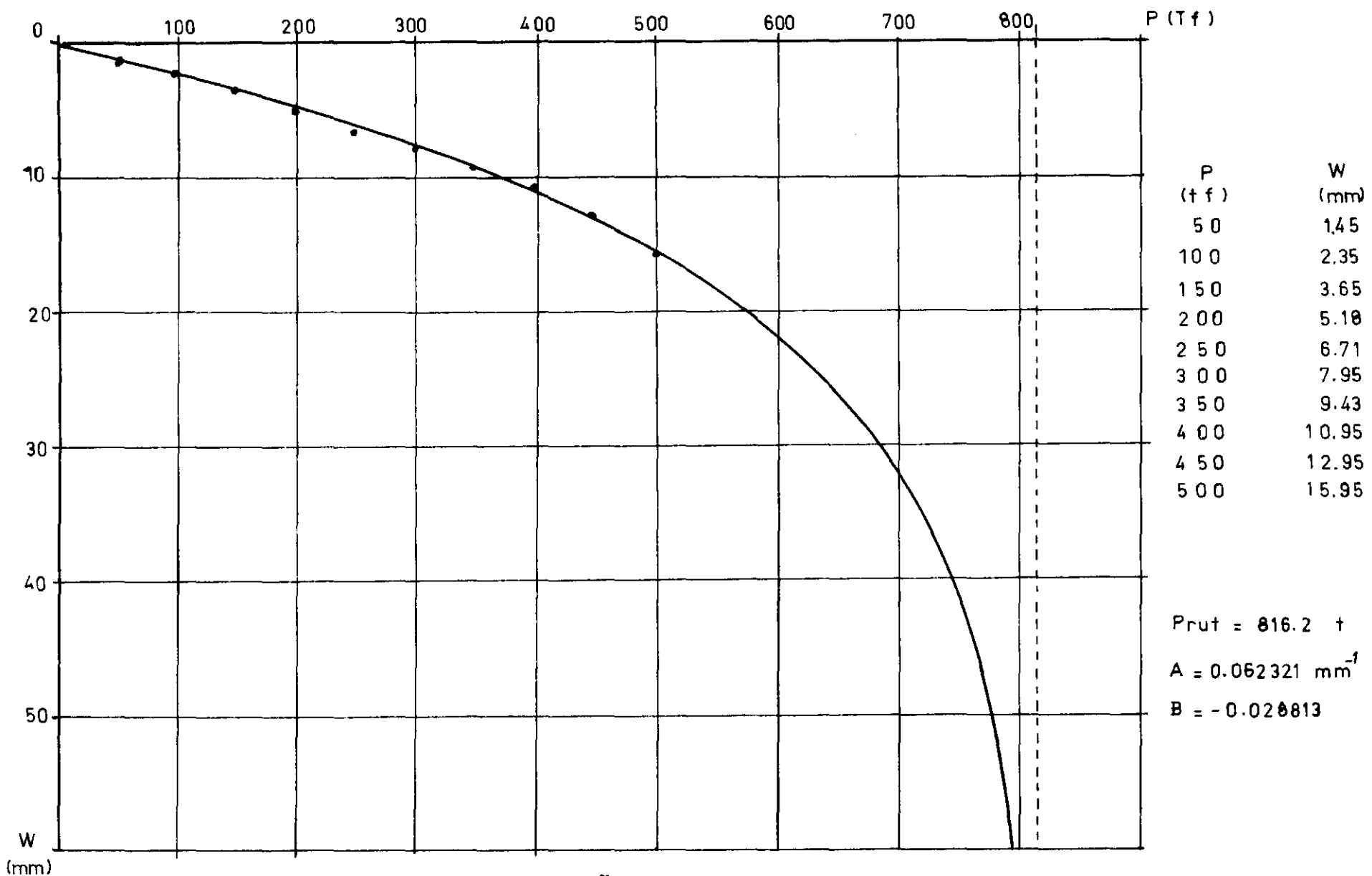
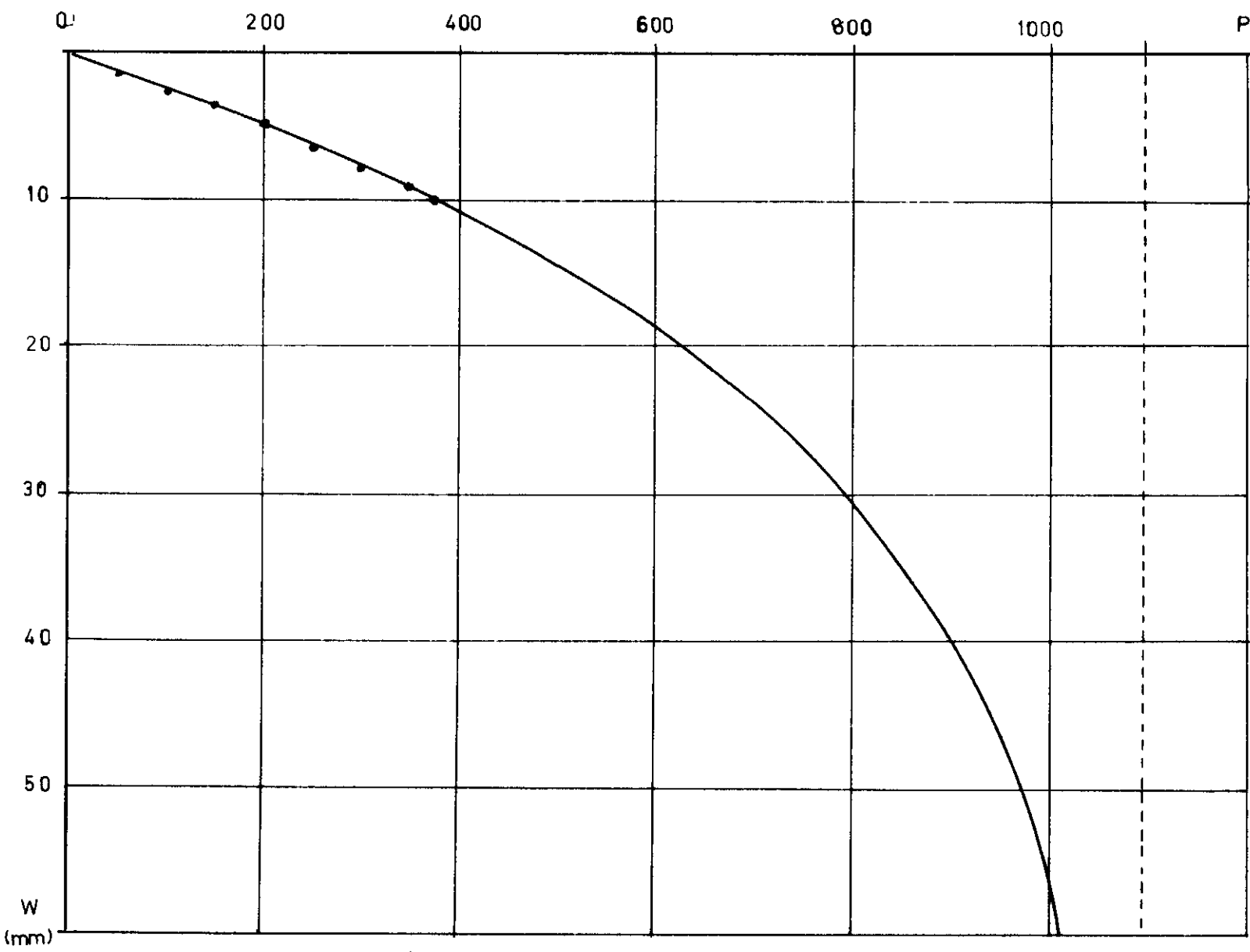


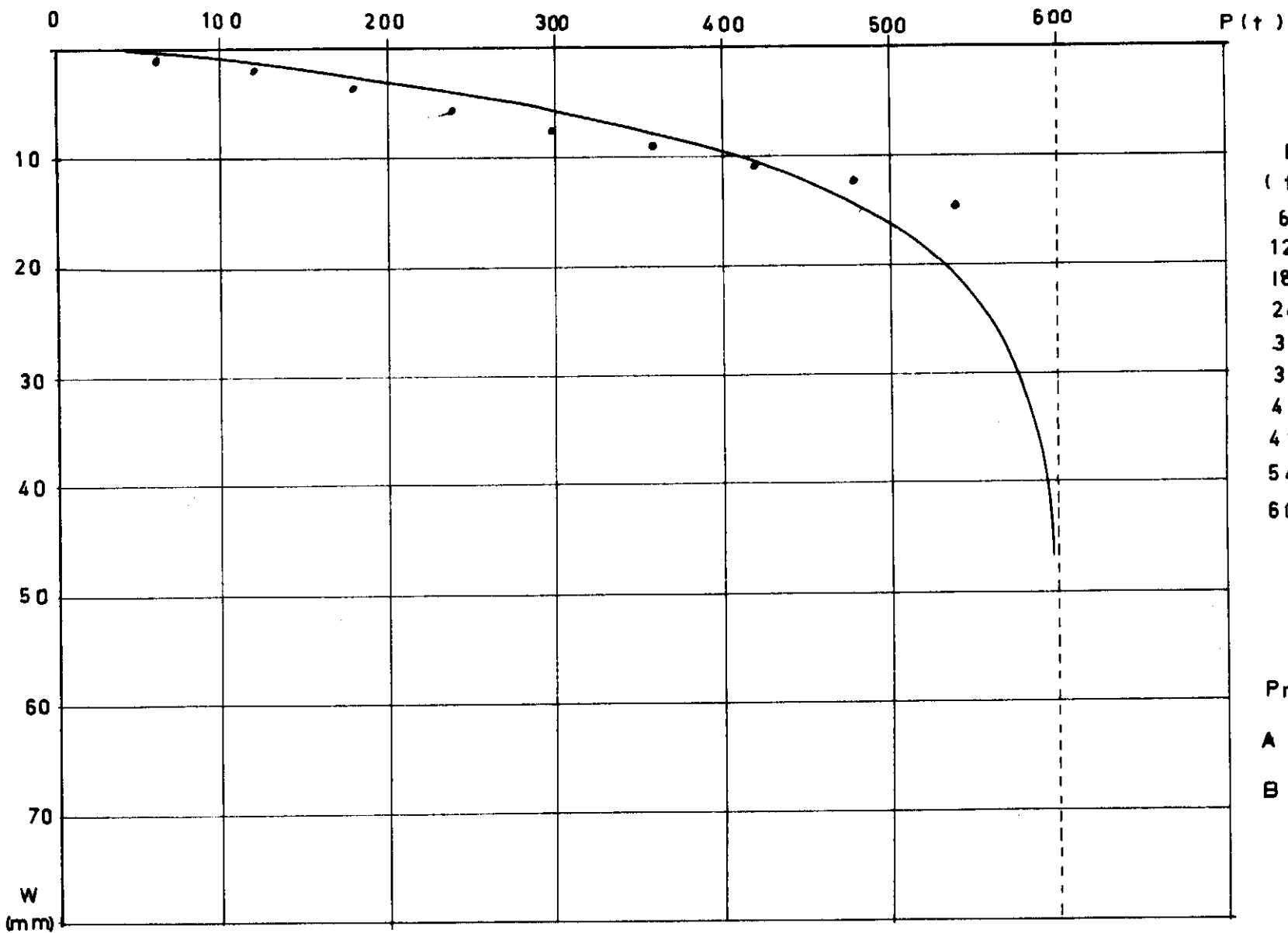
FIGURA A.I-31: PV-02 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA



P	W
(m)	(mm)
50	1.55
100	2.70
150	3.75
200	4.85
250	6.55
3 00	7.85
3 50	9.20
3 7 5	10.00

$P_{rut.} = 1096.27 \text{ t}$
 $A = 0.043684 \text{ mm}^{-1}$
 $B = -0.019577$

FIGURA A.I-32 : PV-02 MÉTODO DA NBR-6121



P (t)	W (mm)
60	1.08
120	1.98
180	3.68
240	5.76
300	7.70
360	9.19
420	10.91
480	12.37
540	14.72
600	79.91

$P_{rut} = 600.06$ t
 $A = 0.106934 \text{ mm}^{-1}$
 $B = 0.066352$

FIG. A1-33: PV-02 MÉTODO DO EQUILÍBRIO

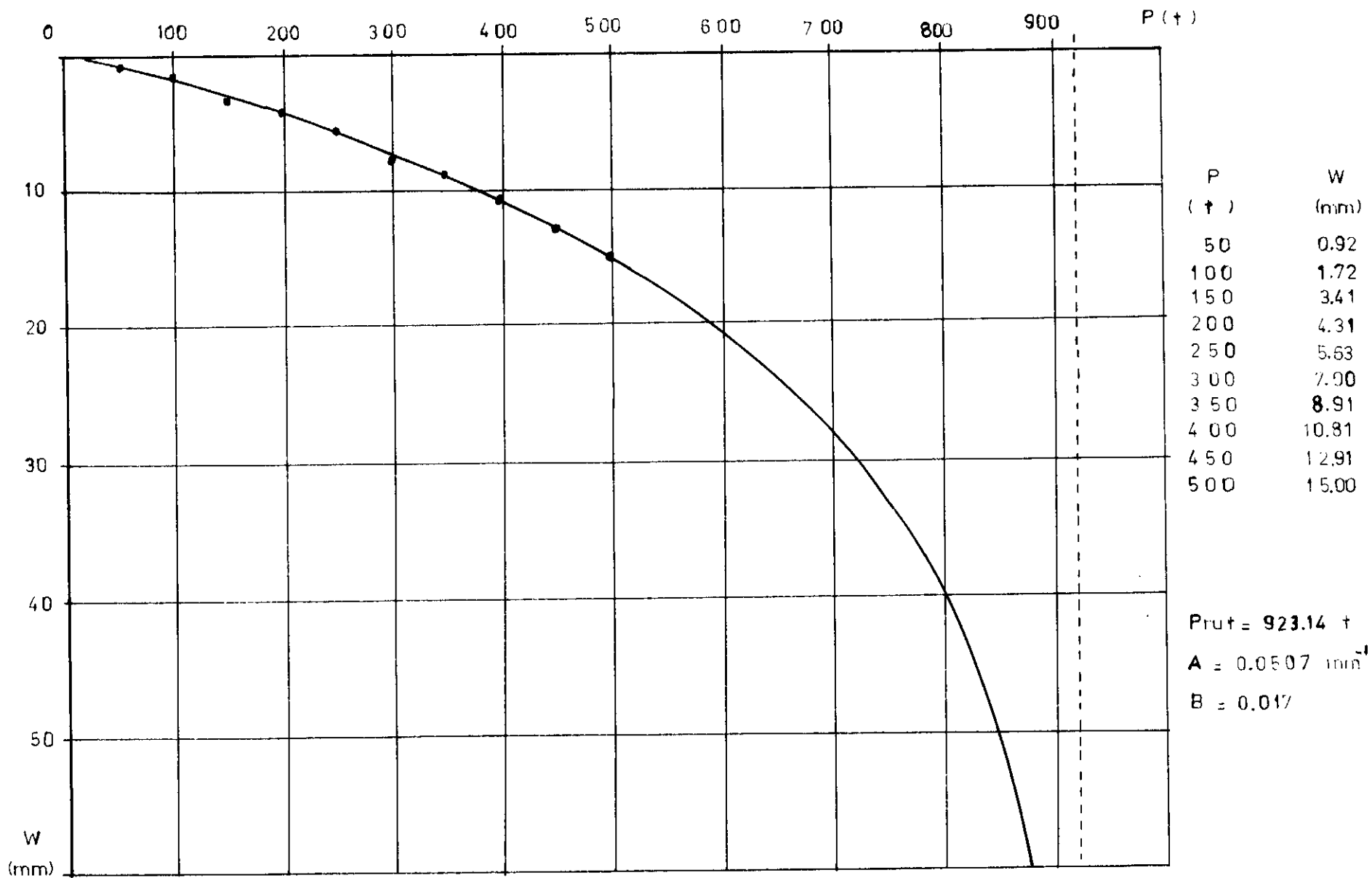
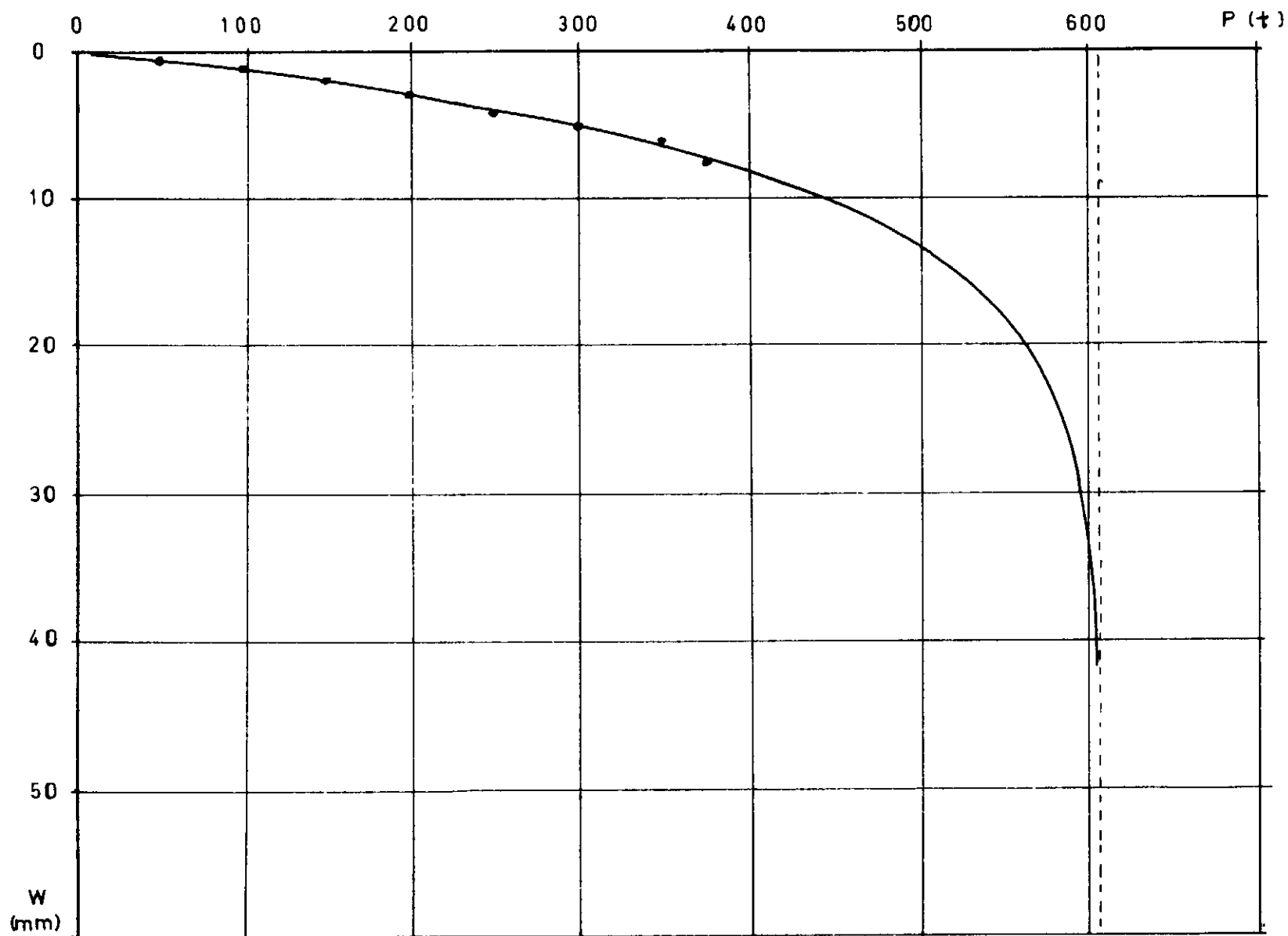


FIGURA A.I-34: PV-03 ESTABILIZAÇÃO RIGOROSA



P (tf)	W (mm)
50	70
100	1.10
150	2.05
200	3.00
250	4.20
300	5.10
350	6.10
375	7.45

$P_{ut} = 608.16$ t

$A = 0.130388$ mm⁻¹

$B = 0.01238$

FIG.A1-35: PV-03 METODO DA NBR 6121

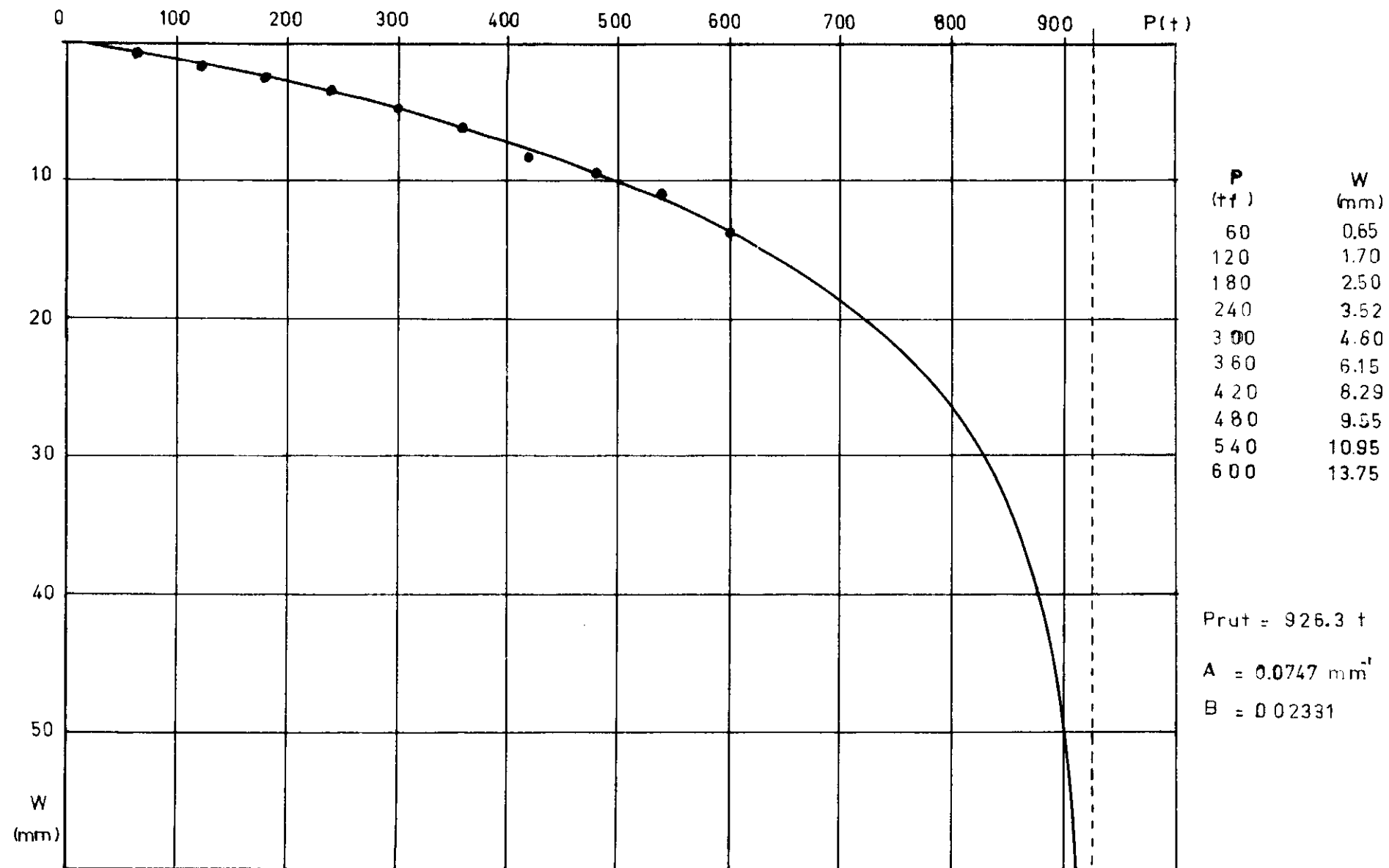


FIGURA A.I-36: PV-03 MÉTODO DO EQUILÍBRIO

APÊNDICE II

EXEMPLO DE RETRO-ANÁLISE DE PROVA DE CARGA

APÊNDICE II

EXEMPLO DE RETRO-ANÁLISE DE PROVA DE CARGA

A título de exemplo de retro-análise de uma prova de carga, destacou-se aqui o relatório nº 28 (referência da TECNOSOLO RJ-61892), constante da Tabela V.7, de uma estaca tipo Franki.

Para proceder à retro-análise, escolhe-se inicialmente o método de cálculo de recalques. Como exemplo, tomou-se os métodos descritos no Capítulo IV.

1. Para aplicação do método proposto neste trabalho, é necessário se conhecer os seguintes elementos:

- Carga total aplicada (Q_h);
- Parcelas de carga de ponta e de fuste (Q_b e Q_f);
- Resistência de ponta do cone (q_c);
- Comprimento total da estaca (L);
- Comprimento da estaca que transmite carga lateralmente (l);
- Diâmetro do fuste (D_f);
- Diâmetro da base (D_b);
- Módulo de elasticidade da estaca (E_p);
- Relação entre a resistência de ponta do cone na base e ao longo do fuste (x);
- Recalque total medido na prova de carga (w).

2. Segundo o método de Poulos, o recalque é dado pela expressão (IV.1)

$$w = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot d}$$

onde $I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v$

Os fatores I_o , R_k , R_b e R_v são obtidos através das Figuras (IV.2 a IV.5). Para isto, necessita-se conhecer as seguintes relações:

L/D_f (comprimento/diâmetro do fuste)

D_b/D_f (diâmetro da base/diâmetro do fuste)

$$K = RA \frac{E_p}{E_s} \text{ (fator de rigidez da estaca)}$$

ν_s (coeficiente de Poisson do solo)

No caso em apreço, adotou-se um valor de $E_s = 4 q_c = 1080 \text{ kgf/cm}^2$ e as relações acima assumem os seguintes valores:

$$L/D_f = 16,3$$

$$D_b/D_f = 1,57$$

$$K = 1,0 \times 3,5 \times 10^5 / 1,08 \times 10^3 = 324$$

$$\nu_s = 0,4$$

Das Figuras (IV.2 a IV.5), tira-se

$$I_o = 0,11$$

$$R_k = 1,2$$

$$R_b = 1,0$$

$$R_v = 0,915$$

$$I = 0,11 \times 1,2 \times 1,0 \times 0,915 = 0,1207$$

Para a carga de 110 t_f e recalque total w = 2,5 mm, tem-se:

$$0,25 = \frac{110000 \times 0,1207}{E_s \cdot 52}$$

$$E_s = 1021,3 \text{ kgf/cm}^2$$

Relacionando o valor de E_s encontrado com $\bar{q}_c = 270 \text{ kgf/cm}^2$, obtem-se o fator de correlação $\eta = 3,78$.

3. Pelo método de Aoki-Lopes (1975), o recalque é calculado através de programa de computador, programado pelos autores com esta finalidade. Entretanto, o programa é feito para calcular o recalque a partir de um Módulo de Elasticidade do solo, previamente conhecido. Dessa forma, adotou-se um valor para E_s a fim de se calcular um certo recalque. A partir desse valor calculado, fez-se a correção com o recalque medido e finalmente tem-se o Módulo do solo, E_s.

Os dados de entrada para o programa são os seguintes:

$E_f = 1000$ (valor adotado para o Módulo de Elasticidade do solo ao longo do fuste);

$\nu = 0,4$ (valor adotado para o coeficiente de Poisson do solo);

$NPT = 1$ (número de pontos estudados);

$NEL = 1$ (número de elementos de fundação);

$I_{code} = 1$ (elemento cilíndrico);

$X_a = Y_a = 10.$ (abscissas da base da estaca);

$Z_a = 8.5$ (ordenada da base da estaca);

$P_f = 110.$ (carga de fuste);

$P_b = 0.$ (carga de ponta);

$R = 1.$ (distribuição da carga uniforme);

$D_1 = 1.3$ (início de transferência de carga pelo fuste);

$D_2 = 8.5$ (término da transferência de carga pelo fuste);

$N_1 = 8$ (número de discretizações setoriais na seção transversal);

$N_2 = 4$ (número de discretizações radiais na seção transversal);

$N_3 = 10$ (número de discretizações verticais);

$R_{sh} = .26$ (raio de fuste da estaca);

$R_b = .41$ (raio da base da estaca);

$X_{pt} = 10.$ (abscissa do ponto em estudo);

$Y_{pt} = 10.01$ (abscissa do ponto em estudo);

$Z_{pt} = 8.6$ (ordenada do ponto em estudo).

Fornecendo-se ao computador todos esses elementos, obteve-se um recalque $w = 0,455$ mm.

A fim de se chegar à retro-análise pretendida, corrigiu-se o valor adotado para E_f , multiplicando-se pela razão entre o recalque calculado e o recalque medido.

$$E_f = \frac{0,455}{1,87} \times 1000 = 243 \text{ kgf/cm}^2$$

Relacionando este valor com q_c , encontra-se $\eta = 0,9$.

Todos os elementos acima são conhecidos e estão relacionados na Tabela V.7. A resistência à penetração do cone foi obtida pelas correlações de Aoki-Velloso (1975), para cada camada de solo e em seguida fazendo-se a média ponderada pelas espessuras das respectivas camadas, até a cota de base da estaca.

A resistência de cone na base foi tomada na mesma cota, incluindo-se o N_{SPT} abaixo 4 diâmetros dessa cota. Finalmente, a relação entre a resistência de cone na base e ao longo do fuste forneceu o parâmetro x .

Para cálculo do recalque utiliza-se a Equação (V.46):

$$w = \frac{0,4 Q_b}{x \cdot E_f \cdot d} + \frac{1,8 Q_f}{L \cdot E_f} + (Q_b + 0,3 \cdot Q_f) \frac{L}{A \cdot E_p}$$

Dos elementos constantes na equação acima, a única incógnita é E_f . Substituindo-se os demais, o valor de E_f é prontamente obtido

$$0,25 = \frac{0,4 \times 0}{0,55 \cdot E_f \times 82} + \frac{1,8 \times 110000}{850 \times E_f} + (0 + 0,3 \times 110000) \frac{720}{2123 \times 3,5 \times 10^5}$$

Efetuada-se os cálculos acima obtêm-se: $E_f = 1068 \text{ kgf/cm}^2$.

Finalmente, fazendo-se a razão entre este valor de E_f calculado e o valor médio de q_c , encontra-se $\eta = 3,96$ que é a correlação entre o Módulo de Young e a resistência do cone.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, Urbano Rodriguez (1983). *Exercícios de fundações*. São Paulo, Edgard Blucher.

_____ (1983). Estimativa da transferência de carga de estacas escavadas a partir do SPT. *Solos e Rochas*, Rio de Janeiro, 6 (1): 21-27.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS, (1974). Piles under axial compressive load, D-1143, New York.

ANAGNOSTOPOULOS, A. G. & PAPADOPOULOS, B. P. (1982). SPT and compressibility of cohesionless soils. In: European Symposium on Penetration Testing, 2, Amsterdam, *Proceedings*, p. 25-29.

AOKI, Nelson & LOPES, Francisco de Rezende (1975). Estimating stresses and settlements due to deep foundations. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, Buenos Aires, 1975. *Proceedings*, 1: 377-386.

AOKI, Nelson & VELLOSO, Dirceu de Alencar (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Panamerican Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, 5, Buenos Aires, *Proceedings*, 1: 367-376.

AOKI, Nelson (1979). Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas. *Seminário sobre Fundações*. Belo Hori-

zonte, Sociedade Mineira de Engenharia.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). Estaca - Prova de Carga, NBR-6121, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1975). Estruturas ancora das no terreno - ancoragens injetadas no terreno, PNB-565, Rio de Janeiro.

BACHELIER, M. & PAREZ, L. (1965). Contribution to the study of soil compressibility by means of a cone penetrometer. in: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6, Montreal. *Proceedings*, V. 2.

BARATA, Fernando Emmanuel (1984). *Propriedades mecânicas dos solos - uma introdução ao projeto de fundações*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos.

BEGEMANN, H. K. S. Ph. (1974). General report for central and Western Europe. In: European Symposium on Penetration Testing, 1, Stockholm, *Proceedings*.

BEREZANTZEV, V. G.; KHRISTOFOROV, V. S. & GOLUBKOV, V. N. (1961). Load bearing capacity and deformation of piled foundation. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, Paris. *Proceedings*, 2: 11-15.

BJERRUM, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays. In: Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 8,

Moscow. *Proceedings*, 3: 111-159.

BOGDANOVIC, L. (1973). Settlement of stiff structures (silos) founded on soft soil with low penetration resistance. *Transactions of the SR Institute for Testing Materials*. Belgrade, Pub. n^o 34.

BOWLES, Joseph E. (1977). *Foundation analysis and design*. 2. ed. Tokyo, McGraw-Hill.

BUISMAN, A. S. K. (1940). *Groundmechanica*, Waltman, Delft.

BURLAND, J. B. et alii (1977). Behaviour of foundations and structures. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 9, Tokyo. *Proceedings*, Session 2: 494-546.

COOKE, R. W. (1974). The settlement of friction pile foundations. In: *Conference on Tall Buildings*, Kuala Lumpur. *Proceedings*, 3: 7-19.

DANZIGER, Bernadete Ragoni (1982). *Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas*. Rio de Janeiro, UFRJ/COPPE, (Tese de Mestrado):

_____ (1980). Provas de carga em estacas tubadas. *Solos e Rochas*, Rio de Janeiro, 3 (3).

D'APPOLONIA, et alii (1970). Discussion on settlement of spread footings on sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE, 96 (SM2): 754-761.

- Da RIN, Paulo Dantas, et alii (1983). Provas de carga especiais nas estacas de grande diâmetro do porto do Rio Grande. *Solos e Rochas*, 6 (3): 3-15.
- DÉCOURT, L. & QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6, Rio de Janeiro. *Anais*, 1: 45-53.
- DENVER, H. (1982). Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT. In: European Symposium on Penetration Testing, 2, Amsterdam. *Proceedings*, p. 35-41.
- DIAS, Claudio Renato Rodrigues (1977). *Recalques de fundações em estacas*. Rio de Janeiro, URFJ/COPPE, (Tese de Mestrado).
- _____ (1979). Comportamento de estacas de fundação dos silos do terminal de trigo e soja do superporto do Rio Grande. *Solos e Rochas*, Rio de Janeiro, 2 (2): 27-37.
- ENRLICH, Maurício (1978). *Estudo do comportamento de um tirante em argila mole*. Rio de Janeiro, UFRJ/COPPE, (Tese de Mestrado).
- FARRENT, T. A. (1963). The prediction and field verification of settlements on cohesionless soils. In: Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4, Adelaide. *Proceedings*.
- FELLENIUS, Bengt H. (1975). Test loading of piles and new proof testing procedure. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE, (GT9): 855-869.

FONTOURA, Sergio A. B. et alii (1982). Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada com instrumentação no fuste. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 7, Olinda/Recife. *Anais*, 2 : 221-235.

GODOY, Nelson Vieira de (1983). Interpretação de provas de carga em estacas. Encontro Técnico sobre Capacidade de Carga de Estacas Prē-Moldadas. São Paulo, ABMS.

KÉZDI, Arpad (1975). Pile foundations. In: *Foundation Engineering Handbook*, Cap. 19. WINTERKORN, H. & FANG, Hsai-Yang, Ed. New York, Van Nostrand Reinhold.

KOERNER, Robert M. & PARTOS, Antal (1974). Settlement of building on pile foundation in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. New York, ASCE, (GT3): 265-279.

KOIZUMI, Yasunori & ITO, Kojiro (1967). Field tests with regard to pile driving and bearing capacity of piled foundations. *Soil and Foundation*, Tokyo, 7 (3): 30-53.

LOPES, Francisco de Rezende (1979). *The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the finite element method*. London, University of London, (Tese de Doutorado).

LACERDA, Willy Alvarenga (1976). Stress-relaxation and creep effects on soil deformation. Berkeley, University of California, (Tese de Doutorado).

- McCLELLAND;Bramlette (1972). Design and performance of deep foundations. In: Performance of Earth and Earth-Supported Structures. *Proceedings*, Specialty Conference, ASCE, 3: 111-140.
- MEIGH, A. C. & CORBETT, B. O. (1969). A comparison of in situ measurements in a soft clay with laboratory tests and the settlement of oil tanks. In: Conference on in Situ Investigations in Soil and Rocks, London. *Proceedings*.
- MÉNARD, L. (1965). Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométrique. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6, Montreal. *Proceedings*.
- _____. (1975). The interpretation of pressuremeter test results. *Soils-Soils*, Paris, 26: 7-43.
- MENZENBACH, E. & SCHULTZE, E. (1961). Standard penetration test and compressibility soils. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, Paris. *Proceedings*, 1: 527.
- MEYERHOF, G. G. (1959). Compaction of sands and bearing capacity of piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. New York, ASCE, 85 (SM6): 1-30.

_____ (1965). Shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. New York, ASCE, 91 (SM2): 21.

_____ (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. New York, ASCE, 102 (GT3): 197-228.

MOHAN, D., JAIN, G. S. & JAIN, M. P. (1967). A new approach to load tests. *Geotechnique*, London, (17): 274-283.

NIYAMA, Sussumu et alii (1978). Provas especiais em estacas tipo Franki. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6, Rio de Janeiro. *Anais*, 1: 179-199.

OHYA, S.; IMAI, T. & MATSUBARA, M. (1982). Relationships between N-value by SPT and CPT measurement results. In: European Symposium on Penetration Testing, 2, Amsterdam, 1982. *Proceedings*, p. 125-131.

POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. (1968). The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. *Geotechnique*, London, 18 (3): 351-371.

POULOS, H. G. & MATTES, N. S. (1969). The behaviour of axially loaded end-bearing piles. *Geotechnique*, London, 19 (2): 285-300.

- POULOS, H. G. (1972). Load-settlement prediction for piles and piers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. New York, ASCE, 98 (SM9): 879-896.
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. New York, John Wiley and Sons.
- RANDOLPH, M. F. & WROTH, C. P. (1977). A fundamental approach to predicting the deformation of vertically loaded piles. University of Cambridge, London, TR 38.
- SCHMERTMANN, J. H. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. New York, ASCE, 96 (SM3): 1011-1043.
- SILVA, Roberto Luis da Gama et alii (1982). Estimativa do comportamento de estacas escavadas de grande diâmetro. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 7, Olinda/Recife. *Anais*, 3: 276-297.
- SKEMPTON, A. W. et alii (1953). Théorie de la force portante des pieux dans le sable. in: *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*. Paris, 6: 285-290.
- SOWRS, G. F. Martin, WILSON, C. B. & FAUSOLD, M. (1961). The Bearing Capacity of friction pile groups in homogeneous clay from model studies. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 5, Paris. *Proceedings*, 6.

- TENG, Wayne C. (1981). *Foundation design*. 8 ed. New Delhi, Prentice-Hall.
- TERZAGHI, Karl & PECK, Ralph, B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2 ed. New York, John Wiley and Sons.
- TROFIMENKOV, J. G. (1974). Penetration testing in URSS. In: *European Symposium on Penetration Testing*, 1, Stockholm. *Proceedings*, 1: 147-154.
- TSUCHIYA, H. & TOYOOKA, Y. (1982). Comparison between N-value and pressuremeter parameters. In: *European Symposium on Penetration Testing*, 2, Amsterdam. *Proceedings*, p. 169-175.
- VAN DER VEEN, C. (1953). The bearing capacity of a pile. in: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, Zurich. *Proceedings*, 2.
- VARGAS, Milton (1981). *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo, McGraw-Hill.
- _____ (1981). Interação solo-estaca. *Solos e Rochas*, 4(1): 3-14.
- VELLOSO, Dirceu de Alencar et alii (1975). Instrumentação Simples para provas de carga em tubulões e estacas escavadas. In: *Simpósio sobre Instrumentação de Campo em Engenharia de Solos e Fundações*, Rio de Janeiro. *Anais*, COPPE/UFRJ, 1: 269-279.

VELLOSO, Dirceu de Alencar et alii (1978). Fundações para o silo vertical de 100000 t no porto de Paranaguã. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6, Rio de Janeiro, *Anais*, 3: 125-151.

VESIC, Aleksandar S. (1969). Experiments with instrumented pile groups in sand. In: *Performance of Deep Foundations*. ASTM, Special Techn. Publication, (444): 177-222.

_____ (1977). Design of pile foundations. American Association of State Highway and Transportation Officials, (42).

_____ (1977). Problems of development of a mathematical model to predict performance of a pile group. Working paper prepared for the Federal Highway Administration Research Review Conference. Atlanta, 1977.

WEB, L. D. (1970). Settlements of structures on deep alluvial sandy sediments in Durban, South Africa. In: Conference on in Situ Investigations in Soil and Rock, London. *Proceedings*, p. 181-188.

WHITAKER, T. (1957). Experiments with model piles in groups. *Geotechnique*, London, (7): 147.